

# DER STAHLBAU

SCHRIFTFÜHRER:

PROFESSOR DR.-ING. DR.-ING. E. h. KURT KLÖPPEL, DARMSTADT, TECHNISCHE HOCHSCHULE

XXIX. JAHRGANG

1960

MIT 735 BILDERN

Alle Rechte vorbehalten — Nachdruck verboten

Printed in Germany



BERLIN 1960

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN





# DER STAHLBAU

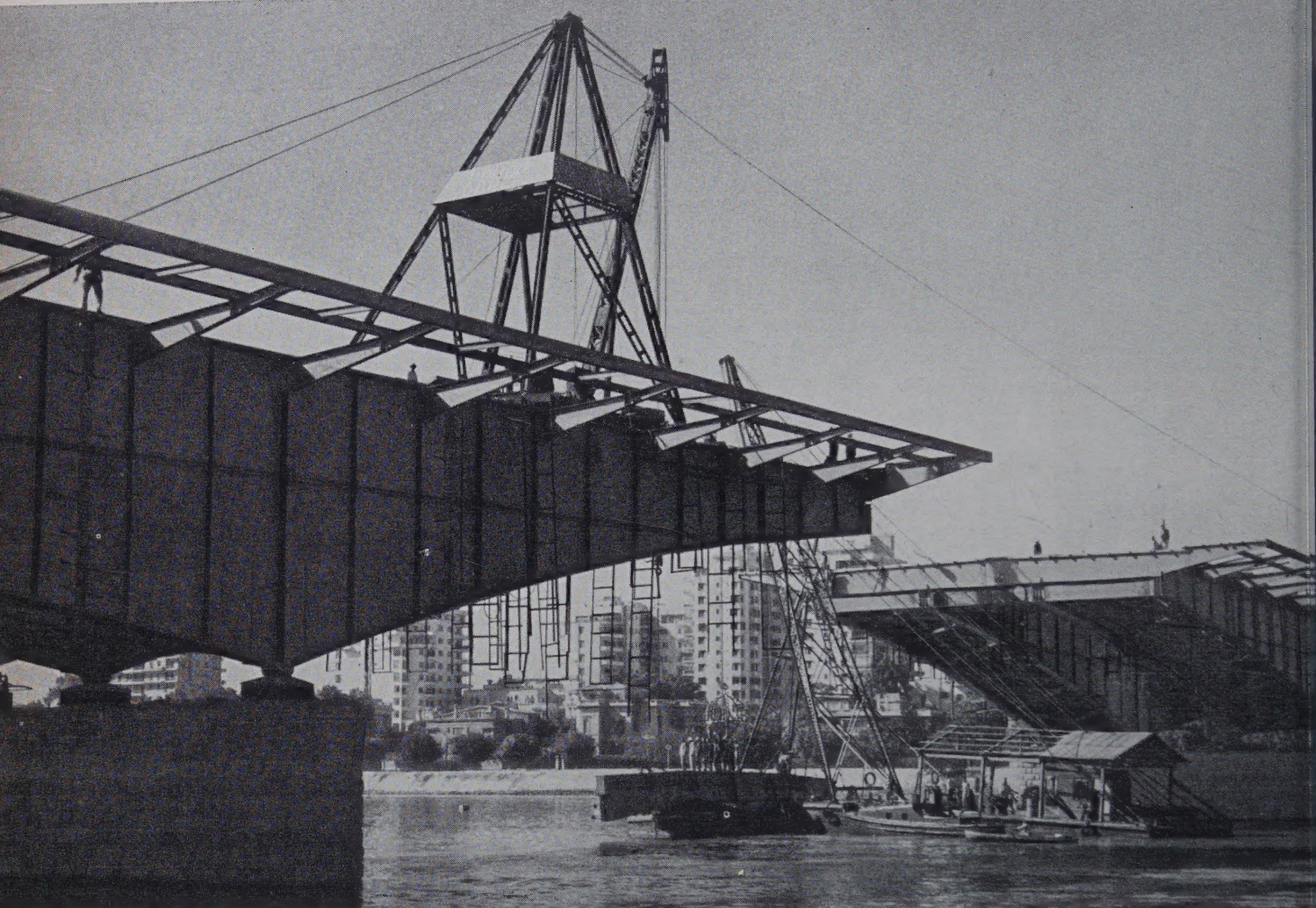
SCHRIFTLEITUNG: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E.H. KLOPPPEL DARMSTADT  
ERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN BERLIN-WILMERSDORF

Heft 1 — Januar 1960 A 6449 E





# KRUPP



## Universitätsbrücke Kairo

Größte feste Brücke über den Nil in Kairo mit einer Schiffsfahrtsöffnung von 100 m und einer freien schiffbaren Höhe von 12,30 m über M. N. W. Gesamtlänge 484 m, Nutzbreite 30,0 m, eingebautes Stahlgewicht 2867 t

### Unser Fertigungsprogramm

Stahl-Brücken  
Stahl-Hochbauten  
Stahl-Wasserbauten  
Bagger- und Fördergeräte  
Förderanlagen  
Aufbereitungsanlagen für Kohlen und Erze  
Zerkleinerungsanlagen

Maschinen- und Einrichtungen für  
Zement-, Kalk-, Gipswerke  
und verwandte Industrien  
Kabelmaschinen und Pressen  
Druckrohrleitungen und Behälter  
Garagen verschiedener Systeme  
Drehscheiben- und Schiebebühnen  
Theaterbühnenbauten  
Bergbauzulieferungen





Agil

1127-J



**Feierabend** – was schwingt nicht alles mit in diesem  
 rt: Entspannung, Ruhe, Behaglichkeit. Der tägliche Ärger fällt ab, man kommt  
 sam wieder zu sich selbst und läßt es sich wohl sein im Kreise der Familie.  
 alltägliches Ereignis? Leider nein, denn bei dem zwingenden Tempo des heu-  
 n Arbeitstages lassen sich die Gedanken, die Überlegungen – ausgerichtet  
 reicht auf ein wichtiges Schweißproblem – nicht einfach abschalten, auch  
 n der Dienst beendet ist. Die Kölner Heintzelmännchen sind leider nur ein  
 nes Märchen, helfen können Ihnen aber die Ingenieure und Chemiker, die  
 allurgen und Röntgenologen aus dem AGIL-Laboratorium und -Prüffeld,  
 mit unseren schweißtechnischen Spezialeinrichtungen immer für Sie da sind.

Fragen und Probleme, die  
**nur schriftlich**  
 beantwortet werden sollen, richten  
 Sie bitte an den  
**AGIL-INFORMATIONSDIENST,**  
 wünschen Sie – ebenfalls unverbindlich –  
 einen Ingenieur-Besuch, so wenden  
 Sie sich an den  
**AGIL-KUNDENDIENST**  
 der





**überall**

wo Fragen der Elektro-  
Schweißtechnik auftauchen,  
steht

**ARCO**

mit fachmännischer Beratung –  
gestützt auf langjährige Erfahrung –  
zur Verfügung.

Unser umfangreiches  
Produktionsprogramm erfüllt  
auch Ihre Anforderungen.



**ARCO**

Gesellschaft für Schweißtechnik m. b. H.  
Aachen, Jülicher Straße 122-134  
Tel.: Sa.-Nr. 3 48 41 u. 219 41  
FS.: 8/32701

**LORAIN**<sup>®</sup>  
DIE WELTMARKE

Autokräne von 10 bis 75 t Kapazität  
Mobilkräne von 7 bis 75 t Kapazität  
Raupenkräne von 6 bis 40 t Kapazität



Alle Maschinen werden  
mit modernsten Zusatz-  
geräten und nach dem  
neuesten Stand der  
Technik geliefert.

Lassen Sie sich unverbindlich beraten vom General-Importeur für die Bundesrepublik  
**ERFASSUNGS- UND VERKAUFSGESELLSCHAFT M. B. H. & CO. K.G.**  
Giessen (Lahn) · Friedrichstraße 25 · Telefon 4651 · Telex 0482-866

WFM

# DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel,  
Darmstadt, Technische Hochschule

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf,  
Hohenzollerndamm 169, Ruf: 87 15 56

29. Jahrgang

Berlin, Januar 1960

Heft 1

## Inhalt

Seite

Giencke, Ernst, Dr.-Ing., Darmstadt: Die Berechnung von Hohlrippenplatten . . . . .	1
Páll, Gabriel, Dipl.-Ing., Philadelphia: Stählerne Wandverkleidungselemente in den USA . . . . .	11
Witte, H., Dr.-Ing., Darmstadt: Der Einfluß der Drillkopplung auf das Biegedrillknicken und die Kippstabilität von Trägern mit doppelsymmetrischem Querschnitt . . . . .	21
Simon, Gernot, Dipl.-Ing., Darmstadt: Untersuchungen an Turbogeneratoren auf Stahlfundamenten . . . . .	23

## Verschiedenes:

Anders: Kesselblechstähle . . . . .	29
Persönliches: Professor Karl Girkmann † . . . . .	32

## Bezugsbedingungen

Vierteljährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 30,— DM). Einzelheft 3,— DM und Zustellgeld. Monatlich ein Heft, Bezugspreis im voraus zahlbar. Bestellungen nehmen jede Buchhandlung und jede Postanstalt oder der Verlag entgegen. Postscheckkonto: Berlin-West 16 88. Abbestellungen einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten

für Österreich an Rudolf Ledner & Sohn, Wien I/1, Seilerstätte 5.

für die Schweiz an Verlag für Wissenschaft, Technik und Industrie AG., Basel, Schützenmattstraße 43.

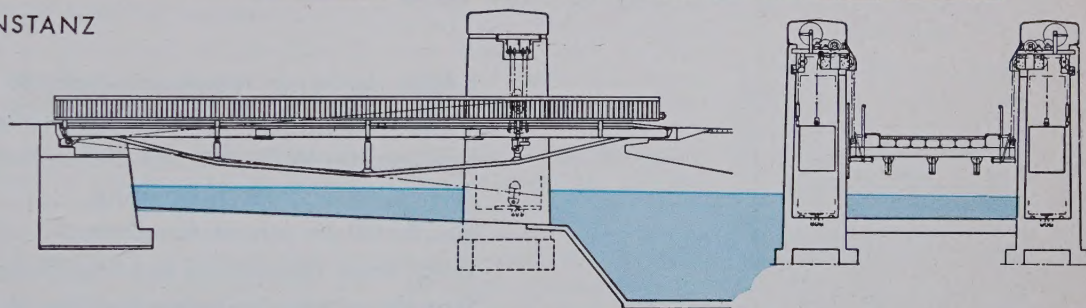
für Italien an Libreria Commissionaria Sansoni, Firenze, Via Gino Capponi 26.

für das gesamte übrige Ausland und Übersee an I. R. Maxwell & Co. Ltd., London W 1, 4/5 Fitzroy Square.





FÄHRANLEGER KONSTANZ



Die Fährbrücken von 4,5 m Breite und 20 m Länge sind landseitig in Drehlagern abgestützt und 5 m vor dem seeseitigen Ende aufgehängt. Die Brücken sind durch Gegengewichte nahezu ausgeglichen; sie werden durch Seilwindwerke, die auf den Hubtürmen untergebracht sind, bewegt bzw. eingestellt. Die max. Hubveränderung beträgt 4 m und die Hubgeschwindigkeit an der Brückenspitze 0,8 m/min.

FÄHRANLEGER • LANDESTEGE  
HUBBRÜCKEN • DREHBRÜCKEN  
KLAPPBRÜCKEN • SCHWIMMBRÜCKEN

**M·A·N**

1332

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG • WERK GUSTAVSBURG



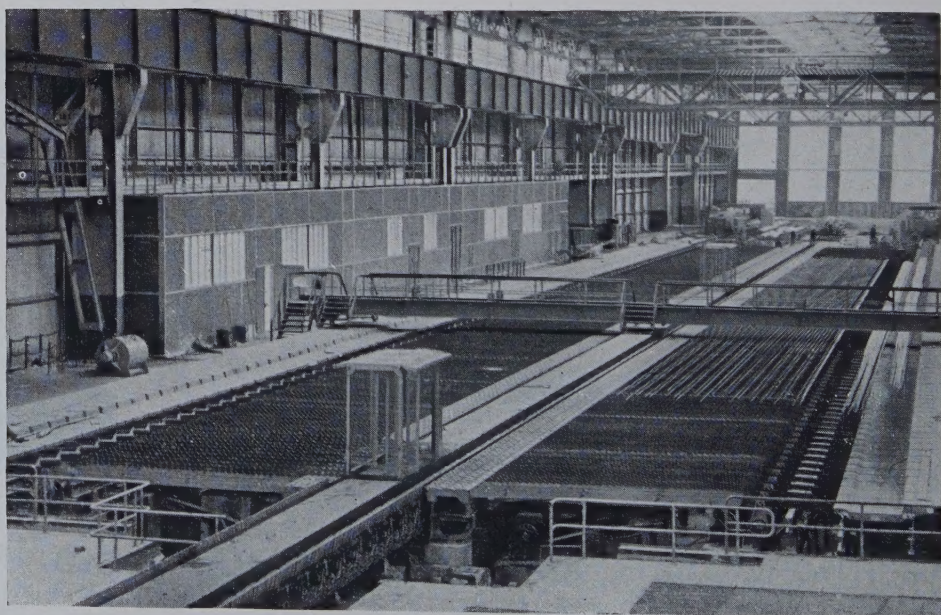


## Vermeidung von Abkühlung

Infolge der hohen Walzgeschwindigkeit — bis zu 16,25 m/sec — unserer kontinuierlichen Feineisenstraße erfolgt die Warmverformung des Walzgutes von Stabanfang bis Stabende bei absolut gleichmäßiger Temperatur.

Der Vorteil für unsere Abnehmer:

Durch diese Vermeidung von Abkühlung erhält das Materialgefüge die günstigsten technologischen Werte. Wir können daher ein besonders hochwertiges Walzeisen liefern.



# HOESCH AG WESTFALENHÜTTE DORTMUND



Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule  
Fernsprecher: Darmstadt 85 26 39

Jahrgang

BERLIN, Januar 1960

Heft 1

## Die Berechnung von Hohlrippenplatten\*)

Von Dr.-Ing. Ernst Giencke, Darmstadt

DK 624.21.095.5 : 624.073

### Einleitung

Im Brückenbau verwendet man seit einiger Zeit zur Versteifung von Fahrbahnbleche Hohlrippen<sup>1)</sup> an Stelle der bisher allein üblichen Flachstahlrippen. Bei den geschlossenen Profilen kann man die Wanddicke wegen der größeren Korrosionsbeständigkeit wesentlich kleiner ( $\geq 5$  mm) halten als bei den offenen ( $\geq 10$  mm), so daß bei gleichem Materialaufwand ein größeres Widerstandsmoment erhält. Außerdem werden die Biegemomente durch die größere Torsionssteifigkeit der Hohlrippen abgebaut.

Da die Längsrippen in kleinen Abständen angeordnet sind, verwandelt man sie für die Rechnung „verschmieren“, d. h. mit dem Flachblech zu einer orthotropen Platte zusammenfassen, die über den Querräger durchläuft. Die Querräger dagegen müssen für die Verteilung der Momente in den Hohlrippen als Einzelunterzüge gehalten werden, da die Theorie sonst den Unterschied zwischen Biege- und Stützmomenten in den Hohlrippen verwischt. Für die Querrägerberechnung kann man, abgesehen von Platten mit kleinem Seitenverhältnis  $\frac{b}{l}$ , auch die Querräger verschmieren.

Ziel unserer Untersuchung ist es, ein einfaches Rechenverfahren zur Bestimmung der Momente in Längs- und Querrägern aufzustellen. Dabei muß man besonders auf die effektive Torsionssteifigkeit der Hohlrippenplatte achten: Die Rippen sind immer in gewissen Abständen angeordnet (Bild 1). Die Torsionsmomente werden daher von einer Hohlrippe zur anderen durch die Plattenkräfte  $Q_y$  übertragen; diese verbiegen das Flachblech zwischen den Rippen, so daß sich (infolge dieser „Querkraftverformung“) die benachbarten Hohlrippen bis zu einem gewissen Grade der Torsion entziehen. Die effektive Torsionssteifigkeit der Hohlrippenplatte ist daher kleiner als die auf die Breitereinheit bezogene Torsionssteifigkeit der Hohlrippen. Außerdem können die Hohlrippen, wenn sie nicht genügend ausgesteift sind, infolge der Verformung ihrer Querschnittsgestalt Torsionssteifigkeit verlieren. Es wird daher eine Beziehung abgeleitet für den erforderlichen Abstand, bei dem die Querschnittsverformung so klein ist, daß sie die Längsrippenmomente nicht mehr beeinflußt. Schließlich wird gezeigt, wie sich die Exzentrizität der Rippen auswirkt.

Da wir im Rahmen dieser Arbeit nur das Lastenleitungsproblem behandeln, können die Hauptträger für die Bestimmung der Längsrippenmomente als starr angesehen werden. Will man die Gesamtspannungen ermitteln, muß man noch die Spannungen überlagern, die die Längsrippen als Teil des Obergurtes der gebogenen Brücke erhalten.

Die Hohlrippenplatte ist in der Literatur noch wenig behandelt worden. Sievers und Görtz [1] haben zuerst darauf hingewiesen, daß man als Torsionssteifigkeit für die Hohlrippenplatte die volle Torsionssteifigkeit der Hohlrippen einsetzen darf, wenn die Rippen in gewissen Abständen angeordnet sind. Die von ihnen angegebene Näherungsformel für die Drillsteifigkeit der Hohlrippenplatte hat aber nur beschränkte Gültigkeit, wie wir im Verlauf der Arbeit sehen werden [Gl. (3.14)]<sup>2)</sup>. Pflüger [2]

berücksichtigt die exzentrische Anordnung der Hohlrippen, setzt aber die volle Drillsteifigkeit der Hohlrippen ein. Sein Verfahren ist schwerfälliger als das hier entwickelte, wegen der hohen Ordnung der Differentialgleichung, und in vielen Fällen zu ungenau, wegen der Vernachlässigung der oben erwähnten „Querkraftverformungen“.

## 2. Grundgleichung für die Hohlrippenplatte

### 2.1 Voraussetzungen

Wir beginnen mit den Grundgleichungen für die „Hohlrippenplatte“, d. h. für ein Flachblech, das in einer Richtung einseitig durch engliegende Hohlrippen versteift ist (Bild 2). Wegen der Exzentrizität der Rippen sind die Schwerlinien in Längs- und Querrichtung nicht frei von Längsspannungen. Denn infolge der Verwindung der Platte entstehen in dem exzentrischen Deckblech sowohl Drillungsmomente als auch Schubkräfte; zu diesen Schubkräften gehören aus Gleichgewichtsgründen Normalkräfte. Wir müssen daher von Anfang an neben den Plattenmomenten und -kräften auch Scheibenkräfte (Normal- und Schubkräfte) in die Rechnung einführen [3].

Wir leiten die Gleichungen für die exzentrisch versteifte Hohlrippenplatte her unter den üblichen Voraussetzungen der Plattentheorie: Die Dicke der Platte, gemessen von der Oberkante des Flachblechs bis zur Unterkante der Rippen, ist klein gegen die Längenabmessungen. Das Hookesche Gesetz soll gelten, ferner für die Schnitte  $x = \text{const}$  die Bernoullische Hypothese, daß die Querschnitte eben und senkrecht zur Plattenfläche bleiben (die Schubweichheit der Längsrippen wird in einer späteren Arbeit berücksichtigt). In Querrichtung können wir nur Ebenbleiben der Querschnitte voraussetzen, da die Quer-

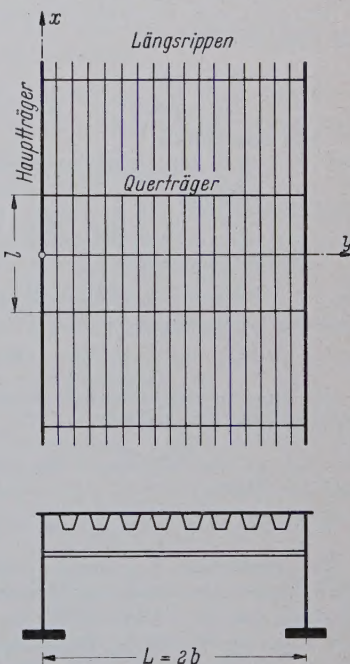


Bild 1. Orthotrope Fahrbahnplatte

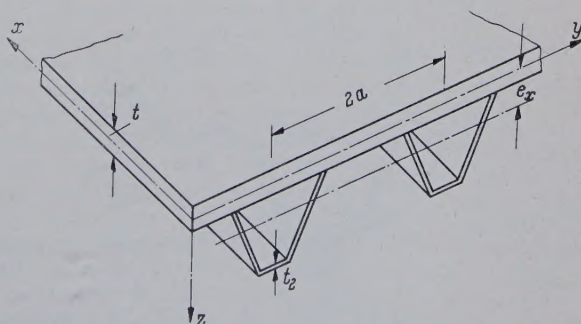


Bild 2. Querschnitt der Hohlrippenplatte

\*) Gekürzte Darmstädter Habilitationsschrift D 17; Referent: Prof. Dr.-Ing. Marguerre, Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Klöppel.  
Diese Arbeit wurde vom Deutschen Verband technisch-wissenschaftlicher Ingenieure prämiert.

1) Straßenbrücke über den Rhein zwischen Duisburg-Ruhrort und Homberg (vgl. [1]); Straßenbrücke über die Weser an der Porta Westfalica (vgl. Stahlbau 1955) H. 5 S. 97/101; Straßenbrücke über den Rhein zwischen Mannheim und Ludwigshafen. (Ein Aufsatz hierüber erscheint demnächst im Stahlbau.)

2) Der gleiche Weg wird auch im MAN-Forschungsheft 7/1957, das während der Aufarbeitung dieses Aufsatzes erschienen ist, beschrieben.







stizitätsmodul  $E$  und für das Deckblech den Plattenmodul  $\frac{E^2}{1-\nu}$ . Die Rechnung zeigt, daß es zweckmäßig ist, die folgenden Querschnittswerte zu definieren:

Die Dehnsteifigkeiten

$$D = \frac{Et}{1-\nu^2}, \quad D_x = \int E(z) dz F_x,$$

Schwerpunktsabstand

$$e_x = \frac{1}{D_x} \int E(z) z dz F_x$$

Die Biegesteifigkeiten

$$B = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}, \quad B_x = \int E(z)(z-e_x)^2 dz F_x;$$

bei sind alle Steifigkeitswerte auf die Längeneinheit bezogen.

Aus den Definitionsgleichungen (2.1) für die Schnittkräfte folgen dann die Beziehungen (2.8) und (2.6) und den eben definierten Querschnittswerten die Elastizitätsgleichungen, für die Normalkräfte  $N_x = D_x(u_0' - e_x w'') + \nu D v_0', \quad N_y = D(v_0' + \nu u_0'), \dots$  (2.10)

die Biegemomente

$$\left. \begin{aligned} M_x &= -B_x w'' - \nu B w'' + e_x D_x(u_0' - e_x w''), \\ M_y &= -B(w'' + \nu w''). \end{aligned} \right\} \quad (2.11)$$

## 2 Schubkräfte und Torsionsmomente

Wir beginnen mit den Torsionsmomenten. Das Torsionsmoment  $\tilde{M}_{xy}$  setzt sich zusammen aus dem Drillungsmoment  $\tilde{M}_{xy}$  des Flachblechs und dem Torsionsmoment  $\bar{M}_{xy}$  des in der Hohlrippe umlaufenden Schubflusses. Dieser besteht ebenfalls aus zwei Anteilen: aus dem Schubfluß, der durch die Verwendung der Hohlrippe entsteht und der Teilschubkraft  $N_{xy,2}$  (2.5), die infolge der Verzweigung der Schubkraft  $N_{xy}$  auf die Hohlrippe entfällt. In den Mitteln  $y = \text{const}$  gibt es nur die Drillungsmomente im Flachblech. Das Elastizitätsgesetz für die Drillungsmomente folgt aus der Beziehung für die Schubspannungen im Deckblech

$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)}(u_0' + v_0' - 2zw')$$

nach Integration

$$\tilde{M}_{xy} = M_{yx} = \int \tau_{xy} z dz = -(1-\nu) B w'. \dots (2.12)$$

Die Gleichung für das Torsionsmoment (je Breiteinheit), das durch die Verwindung (2.7) der Hohlrippen entsteht, lautet

$$\bar{M}_{xy,1} = -\frac{GJ_T}{2a} \chi' = -B_{xy} \chi', \dots (2.13)$$

Erinnert sich der Torsionswiderstand aus der Bredtschen Formel bestimmt [Bild 3, Gl. (2.4)]:

$$B_{xy} = \frac{4G\mathfrak{F}^2}{2a\oint \frac{ds}{t}} = \frac{G\mathfrak{F}^2 t_2}{a(a_2 + a_3)(1+\varrho)}. \dots (2.14)$$

schließlich ergibt die Teilschubkraft  $N_{xy,2}$  das Torsionsmoment

$$\bar{M}_{xy,2} = N_{xy,2} \frac{\mathfrak{F}}{a} = \frac{\varrho}{1+\varrho} \cdot \frac{\mathfrak{F}}{a} N_{xy}. \dots (2.15)$$

mit lautet das Elastizitätsgesetz für die Torsionsmomente, wenn man die einzelnen Torsionsglieder (2.12), (2.13) und (2.15) zusammenfaßt

$$\left. \begin{aligned} \tilde{M}_{xy} &= \bar{M}_{xy} + \bar{M}_{xy,2} = -(1-\nu) B w' - B_{xy} \chi' + \frac{\varrho}{1+\varrho} \cdot \frac{\mathfrak{F}}{a} N_{xy} \\ \tau_{xy} &= -(1-\nu) B w' \end{aligned} \right\} \quad (2.16)$$

Zur Herleitung des Elastizitätsgesetzes für die Schubkraft  $N_{xy}$  müssen wir zunächst die mittlere Schubverzerrung

$$\bar{\gamma}_{xy} = \frac{1}{2a} \int \frac{T}{Gt} dx dy$$

des „Plattenelements“ bestimmen, wobei als Querabmessung der Abstand von der Mittellinie zwischen zwei Hohlrippen bis zur nächsten Mittellinie genommen werden muß. Der Schubfluß im Deckblech beträgt

außerhalb der Hohlrippen  $T = N_{xy}$

und im Bereich der Hohlrippen  $T = N_{xy} - N_{xy,2} - \frac{a}{\mathfrak{F}} \bar{M}_{xy,1}$ .

Weil die Torsionsmomente  $M_{xy}$  in der Plattentheorie einen mathematischen Drehseinn um die  $x$ -Achse haben (Bild 5), erscheint in der Gleichung  $\bar{M}_{xy,1}$  das Minuszeichen.

Das Ergebnis der Integration lautet mit Gleichung (2.5) und (2.13)

$$\bar{\gamma}_{xy} = \frac{1}{Gt} \left( N_{xy} - \frac{a_1}{a} \cdot \frac{\varrho}{1+\varrho} N_{xy} + \frac{a_1}{\mathfrak{F}} B_{xy} \chi' \right).$$

Wenn man nun beachtet, daß  $\bar{\gamma}_{xy} = u_0' + v_0'$  ist, dann erhält man schließlich die Elastizitätsbeziehung für die Schubkraft

$$N_{xy} = \frac{1+\varrho}{1+\frac{a_1}{a}\varrho} \left[ Gt(u_0' + v_0') - \frac{a_1}{\mathfrak{F}} B_{xy} \chi' \right]. \quad (2.17)$$

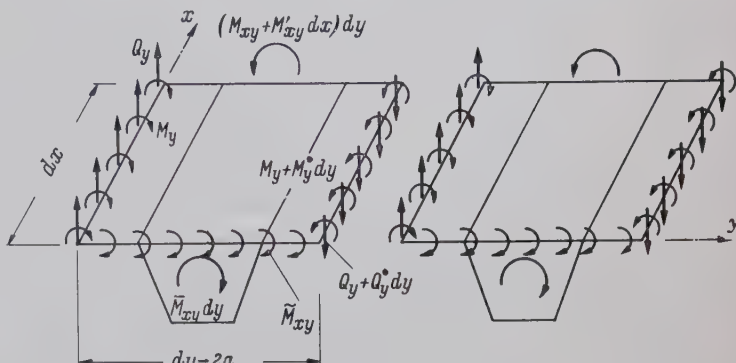


Bild 5. Gleichgewicht am Plattenelement

## 2.43 Querkraft $Q_y$

Die Querkraft  $Q_y$  setzt sich aus zwei Anteilen zusammen. Der eine Anteil  $\bar{Q}_y$  überträgt die Torsionsmomente  $\bar{M}_{xy}$  (Bild 5) von einer Rippe zur anderen

$$\bar{Q}_y = \bar{M}_{xy}' ; \dots (2.18a)$$

er ist konstant zwischen zwei benachbarten Rippen. Der andere Anteil  $\tilde{Q}_y$  steht mit den Drillungsmomenten  $\tilde{M}_{xy}$  und den Biegemomenten  $M_y$  im Deckblech im Gleichgewicht

$$\tilde{Q}_y = \tilde{M}_{xy}' + M_y'; \dots (2.18b)$$

er ändert sich mit diesen von Punkt zu Punkt. Infolge der Querkraft  $\bar{Q}_y$  verbiegt sich das Deckblech zwischen den Rippen. Wegen dieser „Querkraftverformungen“ stimmt die Verdrehung  $\chi$  der Hohlrippen nicht mehr mit der Neigung  $w'$  der Plattenfläche überein [s. Gl. (2.7)]. Die echten Querkraftverzerrungen des Deckblechs können wir in der klassischen Plattentheorie vernachlässigen, da die Dicke des Blechs klein ist gegenüber seiner Stützweite. Bei  $\bar{Q}_y$  können wir daher auf ein Elastizitätsgesetz verzichten, und in die von  $\bar{Q}_y$  erzeugte „Querkraftverzerrung“ geht die Biegesteifigkeit (und nicht die Schubsteifigkeit) des Deckblechs ein.

Wir wollen jetzt den Zusammenhang zwischen der Querkraft  $\bar{Q}_y$  und der zugehörigen Querkraftverzerrung  $\bar{\gamma}$  (2.7) aufstellen für eine Platte, deren Rippen genügend ausgesteift sind, so daß ihre Querschnittsgestalt erhalten bleibt. (Der Einfluß der Querschnittsverformung wird im Abschnitt 5 ermittelt). Für die Querkraftverzerrung gilt nach Bild 4

$$\frac{\delta}{a} = \bar{\gamma} = \frac{\bar{Q}_y}{K_{xy}} \dots (2.19)$$

Da die Querkraft  $\bar{Q}_y$  in Längsrichtung einen „zügigen“ Verlauf (ohne Unstetigkeiten) hat und der Abstand der Schotte, mit denen die Rippen ausgesteift sind, wesentlich größer ist als die obere Breite  $2a_1$  der Hohlprofile, können wir die Durchbiegung  $\delta$  nach der Balkentheorie ermitteln, wie die folgende Betrachtung zeigt. Die Schotte werden nur mit den Rippen und nicht mit dem Deckblech verschweißt, da nach dem Zusammenbau von Rippen und Deckblech die freie Seite der Schotte nicht mehr zugänglich ist. Aus Herstellungsgründen ist zwischen Deckblech und Schotte ein Spiel von einigen Millimetern, so daß das Deckblech nicht auf dem Schott aufliegt (Bild 6). Durch die längslaufende Schweißnaht, die Rippe und Deckblech mit-

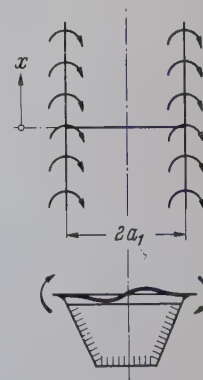


Bild 6. Wirksamkeit eines Schottes



einander verbindet, wird der Rand des Deckblechs unmittelbar über dem Schott auf einer Länge von einigen Millimetern eingespannt. Da das Deckblech aber nicht auf dem Schott aufliegt, wird es sich weiter innen auch über dem Schott verbiegen können (Bild 6). Die Rechnung zeigt, daß nur in unmittelbarer Nähe des Schottes die Verdrehung des Plattenrandes bei einer Belastung durch Ekmomente von dem nach der Balkentheorie gefundenen Wert abweicht. So beträgt die Verdrehung des Plattenrandes, wenn der Rand durch ein konstantes Ekmoment belastet ist, in einer Entfernung  $x = \frac{a_1}{2}$  vom Schott schon 0,86 des

Wertes nach der Balkentheorie; an der Stelle  $x = a_1$  ist der Unterschied nur noch vier Prozent. Damit ist die Anwendung der Balkentheorie gerechtfertigt.

Um  $\bar{\gamma}$  zu bestimmen, müssen wir uns noch darüber klar werden, wie die Biegemomente infolge  $\bar{Q}_y$  (Bild 4) zwischen den Hohlrippen verlaufen. Damit sich bei dem Grenzübergang vom diskontinuierlichen System auf das kontinuierliche orthotrope Kontinuum auch eine gleichmäßige Steifigkeit  $K_{xy}$  in Gleichung (2.19) ergibt, müssen wir den Momentennullpunkt, der irgendwo zwischen den Rippen liegt, auf die Mittellinie zwischen den Hohlrippen legen. Außerdem können wir mit guter Näherung die Rippenwandungen als biegeschlaff annehmen, da ihre Biegesteifigkeit bedeutend kleiner ist als die des Deckblechs. (Im Abschnitt 5 werden wir die Biegesteifigkeit der Rippenwandungen berücksichtigen.) Unter diesen Annahmen ergibt sich die „Querkraftverzerrung“ (2.19)

$$\frac{\delta}{a} = \frac{\bar{Q}_y a_1^2}{3B}, \text{ also } K_{xy} = \frac{3B}{a_1^2} \quad (2.20)$$

$K_{xy}$  wächst mit zunehmender Dicke des Deckblechs und abnehmendem Rippenabstand. Für die Verdrehung der Rippen (2.7) gilt damit

$$\chi = w'' - \bar{\gamma} = w'' - \frac{\bar{Q}_y}{K_{xy}} \quad (2.21)$$

## 2.5 Differentialgleichungen

Die Gleichgewichtsbedingungen (2.2) und (2.3), die verformungsgeometrischen Aussagen (2.6) und (2.7) und die Elastizitätsbeziehungen (2.10), (2.11), (2.16), (2.17) und (2.21) lassen sich zu den drei Hauptgleichungen für die Hohlrippenplatte zusammenziehen. Man benutzt die Gleichgewichtsaussagen (2.2) für die Normal- und Schubkräfte, um durch

$$\Phi'' = N_y, \quad \Phi' = -N_{xy}, \quad \Phi'' = N_x \quad (2.22)$$

die Spannungsfunktion  $\Phi$  einzuführen. Die Verzerrungen der Plattenfläche

$$\bar{\epsilon}_x = u_0', \quad \bar{\epsilon}_y = v_0', \quad \bar{\gamma}_{xy} = u_0'' + v_0' \quad (2.23)$$

lassen sich auf Grund der Elastizitätsgleichungen (2.10) und (2.17) durch  $\Phi$ ,  $w$  und  $\chi$  ausdrücken:

$$\left. \begin{aligned} (1 - \nu^2 \frac{D}{D_x}) D_x \bar{\epsilon}_x &= \Phi'' + e_x D_x w'' - \nu \Phi'' \\ (1 - \nu^2 \frac{D}{D_x}) D_x \bar{\epsilon}_y &= \Phi'' - \nu \frac{D}{D_x} (\Phi'' + e_x D_x w'') \\ \frac{1 - \nu}{2} D \bar{\gamma}_{xy} &= -\frac{1 + \frac{a_1}{a} \frac{Q}{a}}{1 + \frac{Q}{a}} \Phi' + \frac{a_1}{\bar{\delta}} B_{xy} \chi' \end{aligned} \right\} \quad (2.24)$$

Aus der Verträglichkeitsbedingung für die Verzerrungen der Plattenfläche  $\bar{\epsilon}_x'' - \bar{\gamma}_{xy}' + \bar{\epsilon}_y'' = 0$ , die sich aus (2.23) durch Elimination von  $u_0$  und  $v_0$  ergibt, folgt die „Scheibengleichung“

$$\begin{aligned} \Phi'''' + 2 \frac{1 + \frac{a_1}{a} \frac{Q}{a} - \nu \frac{D}{D_x} [1 + (1 - \nu \frac{a_1}{a}) \frac{Q}{a}]}{(1 + \frac{Q}{a})(1 - \nu) D} \Phi'' + \frac{\Phi''''}{D_x} \\ - \nu e_x w'''' + e_x w'''' - \frac{Q}{1 + \frac{Q}{a}} \frac{\bar{\delta}}{a} (1 - \nu^2 \frac{D}{D_x}) \chi'' = 0. \end{aligned} \quad (2.25)$$

Die Gleichgewichtsaussage für die Momente

$$M_x'' + (M_{xy} + M_{yx})' + M_y'' + p = 0,$$

die sich aus den Gleichgewichtsbedingungen (2.3) durch Elimination der Querkraft ergibt, liefert in Verbindung mit den Elastizitätsbeziehungen (2.11), (2.16), (2.22) und (2.24) die „Plattengleichung“

$$\begin{aligned} \left( B_x - \frac{\nu^2 e_x^2 D}{1 - \nu^2 \frac{D}{D_x}} \right) w'''' + 2 B w'''' + B_{xy} \chi'' + B w'''' + \\ + \frac{\nu e_x \Phi''''}{1 - \nu^2 \frac{D}{D_x}} - \left( \frac{e_x}{1 - \nu^2 \frac{D}{D_x}} - \frac{Q}{1 + \frac{Q}{a}} \frac{\bar{\delta}}{a} \right) \Phi'' = p. \end{aligned} \quad (2.26)$$

Außerdem benötigen wir noch eine Gleichung für die Verwindung  $\chi'$ , die sowohl in der Scheibengleichung als auch in der Plattengleichung auftritt. Dazu ersetzen wir in der Gleichung (2.21) die Querkraft  $\bar{Q}_y$  nach Gleichung (2.18a) durch das Torsionsmoment  $\bar{M}_{xy}$  der Hohlrippen:  $\bar{Q}_y = \bar{M}_{xy}' = \bar{M}_{xy,1}' + \bar{M}_{xy,2}'$ . Führt man hierin noch die Beziehungen (2.13) und (2.15) für die beiden Torsionsmomente  $\bar{M}_{xy,1}$  und  $\bar{M}_{xy,2}$  ein, so erhält man schließlich die Differentialgleichung für die Verwindung

$$\chi' - \frac{B_{xy}}{K_{xy}} \chi''' = w'' + \frac{Q}{1 + \frac{Q}{a}} \frac{\bar{\delta}}{a} \frac{\Phi''''}{K_{xy}} \quad (2.27)$$

Wir haben nun drei Gleichungen für die drei Unbekannten  $\Phi$ ,  $w$  und  $\chi$ . Für die Berechnung der Fahrbahnplatten sind sie aber noch zu schwerfällig; wir werden daher die unwesentlichen Glieder herausstreichen. Da selbst bei isotropen Platten ( $B_y = B_x$ ) mit einem Seitenverhältnis  $\frac{l}{b} > 1$  die Querbiegesteifigkeit  $B_y$ , wie der Verfasser in einer früheren Arbeit [4] gezeigt hat, nur eine untergeordnete Rolle spielt, können wir in unserem Falle, wo  $B_y \ll B_x$  ist, die Querbiegesteifigkeit ganz sicher vernachlässigen<sup>4)</sup>. Außerdem setzen wir die mittlere Dehnung des Flachblechs  $\bar{\epsilon}_y \equiv 0$ , da diese Größe den Spannungszustand der Längsrippen und damit auch der Querträger nur wenig beeinflusst. Auf Grund dieser Vereinfachungen lauten die Elastizitätsbeziehungen (2.10), (2.11), (2.16) und (2.17)

$$\left. \begin{aligned} N_x &= D_x (\bar{\epsilon}_x - e_x w'') = \Phi'', \\ N_{xy} &= \frac{1 + \frac{Q}{a}}{1 + \frac{a_1}{a} \frac{Q}{a}} \left( \frac{1 - \nu}{2} D \bar{\gamma}_{xy} - \frac{a_1}{\bar{\delta}} B_{xy} \chi' \right) = -\Phi', \\ M_x &= -B_x w'' + e_x D_x (\bar{\epsilon}_x - e_x w''), \\ M_{xy} &= -(1 - \nu) B w' - B_{xy} \chi' - \frac{Q}{1 + \frac{Q}{a}} \frac{\bar{\delta}}{a} \Phi', \\ M_{yx} &= -(1 - \nu) B w'. \end{aligned} \right\} \quad (2.28)$$

Außerdem fallen in den Differentialgleichungen (2.25) und (2.26) die Glieder  $w''''$  und  $\Phi''''$  weg. Deshalb können wir an Stelle von  $w$  und  $\Phi$  die mechanisch unmittelbar interessierenden Größen

$$\left. \begin{aligned} \text{das Biegemoment (bezogen auf die Schwerfaser der Rippen)} \\ M = -D_y w'' \\ \text{und die Normalkraft } N = \Phi \end{aligned} \right\} \quad (2.29)$$

der Hohlrippen einführen. Damit lautet die „Scheibengleichung“

$$2 \frac{1 + \frac{a_1}{a} \frac{Q}{a}}{1 + \frac{Q}{a}} \frac{D_x}{D} N'' + N'' - e_x \frac{D_x}{B_x} M'' - \frac{Q}{1 + \frac{Q}{a}} \frac{\bar{\delta}}{a} D_x \chi'' = 0 \quad (2.30)$$

und die „Plattengleichung“

$$M'' + \frac{2B}{B_x} M'' - B_{xy} \chi'' + \left( e_x - \frac{Q}{1 + \frac{Q}{a}} \frac{\bar{\delta}}{a} \right) N'' + p = 0. \quad (2.31)$$

Bei der Herleitung dieser vereinfachten Gleichungen haben wir die Querkontraktionsglieder nicht gestrichen, damit das Torsionsglied in der Plattengleichung und das Schubglied in der Scheibengleichung richtig bleiben. Im Schubglied kann man bei den üblichen Plattenausführungen  $\nu = 0$  setzen, da das  $\nu$  im Nenner mit guten Näherung gegen die Querkontraktionsglieder im Zähler gestrichen werden kann.

Die Gleichung (2.27) für die Verwindung  $\chi'$  vereinfacht sich durch die neuen Annahmen nicht. Um die Größen  $M$  und  $N$  auch in diese Gleichung einführen zu können, müssen wir sie einmal nach  $x$  und  $y$  differenzieren; als dritte Grundgleichung erhalten wir damit

$$\chi'' - \frac{B_{xy}}{K_{xy}} \chi'''' = -\frac{M''}{B_x} + \frac{Q}{1 + \frac{Q}{a}} \frac{\bar{\delta}}{a} \frac{N''''}{K_{xy}} \quad (2.32)$$

## 3. Die Platte mit beiderseitigen Steifen ( $e_x = 0$ )

Damit das mechanisch und mathematisch Wesentliche nicht durch zu viel Formalismus verdeckt wird, wollen wir zunächst den Einfluß der Exzentrizität vernachlässigen, d. h.  $e_x$  und  $N = 0$  setzen

<sup>4)</sup> Damit nehmen wir das Flachblech nicht überall als biegeschlaff an, sondern nur auf der Grenzlinie zwischen den „Elementen“  $dy$  (der Mittellinie zwischen zwei benachbarten Hohlrippen). Die Biegemomente, die durch die Querkraft  $\bar{Q}_y$  (2.18a) im Deckblech und den Hohlrippenwandungen entstehen (Bild 4), sind zur Erhaltung des „inneren“ Gleichgewichts der Plattenelemente notwendig und bleiben in der Rechnung.



Die Gleichungen werden dann bedeutend einfacher:

$$M'' + \frac{2B}{B_x} M' - B_{xy} \chi'' + p = 0 \quad \dots (3.1)$$

$$\chi'' - \frac{B_{xy}}{K_{xy}} \chi''' = - \frac{M'}{B_x} \quad \dots (3.2)$$

Außerdem wollen wir auch die Randbedingungen vereinfachen, indem wir als erstes eine Durchlaufplatte mit starren Querträgern untersuchen. Die starr gestützte Platte ist nicht nur als Grenzfall interessant, sondern auch von Bedeutung für die Berechnung der wirklichen Platte. Denn es erleichtert die Rechnung, wenn man zunächst die Momente für die Platte mit starren Querträgern ermittelt und nachträglich die Querträgerelastizität als Korrektur berücksichtigt.

#### Starre Querträger

Zur Berechnung von Rechteckplatten setzt man die Lösung, wenn möglich, in Form einer Einfachreihe an. Bei einer Platte mit zwei gegenüberliegenden gelenkig gelagerten Rändern  $x = 0, l$  wählt man die Fourierreihe

$$w(x, y) = \sum A_m w_m(y) \sin \frac{m\pi x}{l}$$

Die Fourierentwicklung kommt in Betracht, weil der Sinus sowohl die Plattengleichungen als auch die Randbedingungen der gelenkigen Lagerung für  $x = 0, l$  erfüllt, und weil außerdem die Funktionen  $\sin \frac{m\pi x}{l}$  und ihre geraden Ableitungen für ganzzahlige  $m$  untereinander orthogonal sind. Diese Fourierreihen konvergieren schnell, wenn Spannweite und Kehrwert der Steifigkeit in  $x$ -Richtung einer sind als in  $y$ -Richtung, da dann die Lasten im wesentlichen in  $x$ -Richtung abgetragen werden. Allgemein können wir sagen, daß die Einfachreihen am besten konvergieren, wenn die Entwicklungsrichtung mit der Haupttragrichtung übereinstimmt. Die Felder der Hohlrippenplatte tragen ihre Lasten im wesentlichen in  $x$ -Richtung (parallel zu den Hohlrippen) ab. In dieser Richtung laufen über die Plattenfelder über den Querträger durch, d. h. die Fourierentwicklung in  $x$ -Richtung (die nur brauchbar ist, wenn die Plattenfelder auf den Trägern gelenkig gelagert sind) funktioniert nicht. Unsere nächste Aufgabe muß es daher sein, Entwicklungsfunktionen zu bestimmen, mit deren Hilfe sich die Momente in einer Durchlaufplatte direkt — ohne Aufschneiden der Platte über den Querträgern — ermitteln lassen.

#### Wahl der Entwicklungsfunktionen $\varphi(x)$

Zur Auffindung der Entwicklungsfunktionen vernachlässigen wir zunächst einmal die Querkraftverformungen  $\bar{v}$ , d. h. wir setzen  $\bar{v} = \infty$ . In diesem Falle lassen sich die beiden Differentialgleichungen (3.1) und (3.2) zu der einen Gleichung

$$M'' + \frac{H}{B_x} M' + p = 0 \quad \dots (3.3)$$

zusammenfassen,  $H = 2B + B_{xy}$  ist die Torsionssteifigkeit der Platte. Führt man den Produktansatz  $[w(x, y) = \varphi(x) w(y)]$  in  $(x, y) = \varphi''(x) M(y)$  in die inhomogene Gleichung (3.3) — d. h.  $\bar{v} = \infty$  — ein, so erhält man daraus durch Separation die beiden gewöhnlichen Differentialgleichungen

$$\varphi'''' + \left(\frac{\alpha}{l}\right)^2 \varphi'' = 0 \quad \text{und} \quad \frac{H}{B_x} M' - \left(\frac{\alpha}{l}\right)^2 M = 0,$$

in denen die erste als Gleichung des Knickstabes bekannt ist. Wir erhalten also als Entwicklungsfunktionen  $\varphi_m(x)$  die Eigenfunktionen des Knickstabes, die der Differentialgleichung

$$\varphi_m'''' + \left(\frac{\alpha_m}{l}\right)^2 \varphi_m'' = 0 \quad \dots (3.4)$$

genügen. Für diese Funktionen gilt die Orthogonalitätsrelation

$$\int \varphi_m'' \varphi_n'' dx = 0 \quad \text{für } m \neq n, \quad \dots (3.5)$$

und unter den Randbedingungen die Beziehungen

$$\left\{ \begin{aligned} [\varphi_m''' \varphi_n - \varphi_m \varphi_n'''] - [\varphi_m' \varphi_n' - \varphi_m' \varphi_n''] &= 0 \\ [\varphi_m' \varphi_n - \varphi_m \varphi_n'] &= 0 \end{aligned} \right\} \quad \dots (3.6)$$

bestehen. Diese Bedingungen sind an allen Zwischenquerträgern und starren Endquerträgern erfüllt.

Mit Hilfe des Ansatzes

$$M = \sum M_k(y) \varphi_k''(x) \quad \dots (3.7)$$

können wir auch die inhomogene Differentialgleichung (3.3) lösen, wenn die Belastung sich in der Produktform

$$p(x, y) = q(x) p(y)$$

darstellen läßt, was bei den Fahrbahnlasten nach DIN 1072 und DIN 1075 immer der Fall ist. Führen wir nun den Ansatz (3.7) in die partielle Differentialgleichung (3.3) für das Biegemoment  $M$  ein, so lautet sie unter Berücksichtigung von Gleichung (3.4)

$$\sum \left[ \frac{H}{B_x} \left( \frac{l}{\alpha_k} \right)^2 M_k'' - M_k \right] \left( \frac{\alpha_k}{l} \right)^2 \varphi_k'' = -p \quad \left| \int \dots \varphi_m dx dy \right.$$

Wenn wir diese Gleichung mit einer beliebigen Eigenfunktion  $\varphi_m$  multiplizieren und über die Plattenlänge integrieren<sup>5)</sup>, ergibt sich unter Beachtung der Orthogonalitätsrelation (3.5) die gewöhnliche Differentialgleichung für  $M_m(y)$

$$\frac{H}{B_x} \left( \frac{l}{\alpha_m} \right)^2 M_m'' - M_m = - \frac{p_m l^2}{\alpha_m^2} \quad \dots (3.8)$$

mit dem Belastungskoeffizienten

$$p_m(y) = \frac{\int p(x, y) \varphi_m(x) dx}{\int \varphi_m(x) \varphi_m''(x) dx} = p(y) \frac{\int q(x) \varphi_m(x) dx}{\int \varphi_m(x) \varphi_m''(x) dx} \quad (3.9)$$

#### 3.12 Allgemeine Lösung

Mit Hilfe der Eigenfunktionen  $\varphi$  des Knickstabes lassen sich auch die Differentialgleichungen (3.1, 2) lösen, die das Kräftespiel in einer Hohlrippenplatte genauer beschreiben als die Gleichungen (3.3). Dazu setzen wir an (vgl. (3.7))

$$\left\{ \begin{aligned} M &= \sum M_m(y) \varphi_m''(x), \quad p = \sum p_m(y) \varphi_m''(x), \\ \chi &= \sum \chi_m(y) \varphi_m(x). \end{aligned} \right\} \quad \dots (3.10)$$

Der Entwicklungskoeffizient  $p_m$  für die Belastung ist durch Gleichung (3.9) gegeben. Führen wir diesen Ansatz in die Differentialgleichungen (3.1, 2) ein, so lauten sie

$$\sum \left[ M_m \varphi_m'''' + \frac{2B}{B_x} M_m'' \varphi_m'' - B_{xy} \chi_m' \varphi_m'' + p_m \varphi_m'' \right] = 0$$

und

$$\sum \left[ \chi_m' \left( \varphi_m'' - \frac{B_{xy}}{K_{xy}} \varphi_m'''' \right) + \frac{M_m'}{B_x} \varphi_m'' \right] = 0.$$

Wir können das Summenzeichen weglassen, da diese Gleichungen für jedes  $m$  erfüllt sein müssen. Wenn man weiter beachtet, daß unter den Ableitungen von  $\varphi_m$  die Beziehungen

$$\varphi_m^{(\nu+2)} = - \left( \frac{\alpha_m}{l} \right)^2 \varphi_m^{(\nu)} \quad \text{und} \quad \varphi_m^{(\nu+4)} = \left( \frac{\alpha_m}{l} \right)^4 \varphi_m^{(\nu)} \quad (\nu \geq 2) \quad (3.11)$$

bestehen [vgl. Gleichung (3.4)], so läßt sich die Entwicklungsfunktion  $\varphi_m$  ausklammern

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{2B}{B_x} M_m'' - \left( \frac{\alpha_m}{l} \right)^2 M_m - B_{xy} \chi_m' + p_m &= 0 \\ \chi_m' \left[ 1 + \left( \frac{\alpha_m}{l} \right)^2 \frac{B_{xy}}{K_{xy}} \right] &= - \frac{M_m'}{B_x} \end{aligned} \right\} \quad (3.12)$$

Nach Elimination von  $\chi$  folgt hieraus die Plattengleichung

$$\left( \frac{l}{\alpha_m} \right)^2 \frac{H_m}{B_x} M_m'' - M_m = - \frac{p_m l^2}{\alpha_m^2} \quad \dots (3.13)$$

mit der effektiven Torsionssteifigkeit

$$H_m = 2B + \frac{B_{xy}}{1 + \left( \frac{\alpha_m}{l} \right)^2 \frac{B_{xy}}{K_{xy}}} \quad \dots (3.14)$$

An dieser Stelle erkennt man deutlich den Vorteil der Entwicklung in  $x$ -Richtung. Wir haben dadurch erreicht, daß die Plattengleichung bei Einbeziehung der Querkraftverformungen nicht komplizierter geworden ist als Gleichung (3.8). Bei einer Entwicklung in  $y$ -Richtung wäre die Ordnung der Plattengleichung um zwei angewachsen, was eine beachtliche Erhöhung des Arbeitsaufwandes mit sich gebracht hätte. Bei einer Entwicklung in  $x$ -Richtung wird dagegen durch die Berücksichtigung der Querkraftverformung lediglich die Größe der Torsionssteifigkeit  $H$  der Platte (3.14) beeinflusst. Die Torsionssteifigkeit ist dann nicht mehr, wie in der klassischen Plattentheorie, für alle Eigenfunktionen gleich. Darum haben wir die Größe  $H$  mit dem Index  $m$  versehen. Sie nimmt mit größer

<sup>5)</sup> Es handelt sich praktisch um eine Anwendung des Prinzips der virtuellen Verrückungen, wobei als virtuelle Verrückung  $\delta w = \varphi_m(x)$  eingesetzt wird.

<sup>6)</sup> In der vollständigen Arbeit ist auch die Platte mit veränderlichen Steifigkeiten behandelt worden.

<sup>7)</sup> Die von Sievers und Görtz [1] angegebene Beziehung für die Torsionssteifigkeit gilt nur für Platten, die an den Querträgern gelenkig gelagert sind. Sie darf nicht für Durchlaufplatten benutzt werden, weil dann die Torsionssteifigkeit überschätzt wird.



werdender Wellenzahl  $m$  ab und nähert sich dem Grenzwert für  $B_{xy} = \infty$ :

$$H_m = 2B + \left(\frac{l}{\alpha_m}\right)^2 K_{xy}.$$

Die Lösung für das Biegemoment  $M$  in den Längsrippen finden wir, indem wir die Lösungen  $M_m \varphi_m''$  der Differentialgleichung (3.13) über alle  $m$  aufsummieren. Sie setzt sich zusammen aus einer partikulären Lösung für die rechte Seite  $p(x, y)$ , und aus einer homogenen Lösung

$$M = \sum \left( A_{1,m} e^{\frac{\alpha_m x_m y}{l}} + A_{2,m} e^{-\frac{\alpha_m x_m y}{l}} \right) \varphi_m''(x)$$

mit

$$\alpha_m = \sqrt{\frac{B_x}{H_m}} \quad (\equiv \alpha). \quad (3.15)$$

Damit die Formeln übersichtlicher werden, lassen wir im folgenden die Indizes  $m$  und die Summenzeichen weg: Das Aufsummieren über alle  $m$  ist selbstverständlich. Außerdem führen wir als Abkürzung für die Argumente der Funktionen zugehörige griechische Buchstaben ein

$$\frac{\alpha_m x}{l} = \xi_m \equiv \xi, \quad \frac{\alpha_m x_m y}{l} = \eta_m \equiv \eta, \quad \frac{\alpha_m x_m d}{l} = \delta_m \equiv \delta. \quad (3.16)$$

Die homogene Lösung lautet dann

$$M = (A_1 e^\eta + A_2 e^{-\eta}) \varphi'' \quad (3.17a)$$

oder, wenn man die Hyperbelfunktionen verwendet,

$$M = (B_1 \cos \eta + B_2 \sin \eta) \varphi'' \quad (3.17b)$$

### 3.121 Plattenstreifen

Ist der Hauptträgerabstand  $2b$  größer als der Querträgerabstand  $l$  und sind die Querträger starr, so kann man zur Berechnung der Momente im inneren Teil der Fahrbahn das Plattenfeld als einen Plattenstreifen ansehen, der sich parallel zu den Querträgern bis ins Unendliche erstreckt.

Als erstes behandeln wir einen Plattenstreifen, der an der Stelle  $y = 0$  eine Linienlast  $p(x)$  (Bild 7a) trägt. Da die Platte im ganzen Bereich  $0 < |y| \leq \infty$  unbelastet ist, und für große Werte von  $y$  die Formänderungen und Schnittkräfte verschwinden müssen, genügt in diesem Falle der abklingende Teil der homogenen Lösung (3.17a)

$$M = \sum A_m e^{-\eta_m} \varphi_m''.$$

Wir wollen bei diesem Beispiel Summenzeichen und Index  $m$  zunächst noch mitschreiben, damit der Rechnungsgang völlig klar wird und keine Verwechslungen möglich sind.

Zur Bestimmung der konstanten  $A_m$  benutzen wir die Gleichgewichtsangabe am Angriffspunkt der Last

$$Q_y + M'_{yx} = M'_{xy} + M'_{yx} = \frac{2B}{B_x} M' - B_{xy} \chi'' = -\frac{p}{2};$$

das Biegemoment  $M_y$  und die Querkontraktion sind vernachlässigbar (2.28). Entwickeln wir nun  $M$ ,  $\chi$  und  $p$  nach den Funktionen  $\varphi$  (3.10) und beachten dabei die Gleichungen (3.12), (3.14) und (3.15) so erhalten wir

$$\frac{H_m}{B_x} M'_m(0) = \frac{M'_m(0)}{\alpha_m^2} = -\frac{p_m}{2} \quad (3.18)$$

und daraus  $A_m = \frac{p_m \alpha_m l}{2 \alpha_m}$ . Die Lösung lautet damit, wenn wir nun Summenzeichen und Summationsindex  $m$  weglassen

$$M = \frac{p l}{2 \alpha} e^{-\eta} \varphi'' \quad (3.19)$$

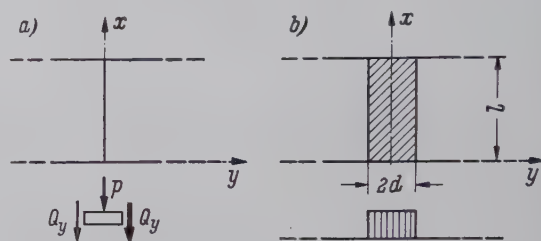


Bild 7. Plattenstreifen: a) Linienlast, b) Flächenlast

Die Beziehungen für das Biegemoment  $M$  im Lastfall „Flächenlast“ (Bild 7b) lassen sich aus Gleichung (3.19) durch Integration gewinnen. Im Bereich  $|y| \leq d$  gilt

$$M = \int_0^{d-y} \frac{p l}{2 \alpha} e^{-\eta} \varphi'' dy + \int_0^{d+y} \dots dy$$

oder nach Ausführung der Integration

$$M = \frac{p l^2}{\alpha^2} (1 - e^{-\delta} \cos \eta) \varphi''.$$

Für die Zahlenrechnung ist es zweckmäßig, das „Balkenmoment“  $M_0 = \frac{p l^2}{\alpha^2} \varphi''$ , das sich im Sonderfall  $d = \infty$  ergeben würde, für sich nach der Balkentheorie auszurechnen (Tafel 1), da auf dies

<sup>a)</sup> Die Belastung kann in  $x$ -Richtung veränderlich sein:  $p = p(x)$

Tafel 1. Trägerrost

Lastfälle	Elastische Querträger	Starre Querträger
	$\Phi = \frac{B_x}{B_y} \left( \frac{1}{k_n l} \right)^4, \quad \alpha' = \sqrt{\frac{1}{3} + 16 \Phi}, \quad \beta' = \sqrt{\frac{4}{3} + 2 \alpha'}$	$\epsilon = -2 + \sqrt{3} = -0,2679$
	$X_0 = \frac{Pl}{8\beta} \left[ \frac{32\Phi}{1+\alpha'+\beta'} - 1 + \frac{4}{3} \left( \frac{c}{l} \right)^2 \right]$ $X_1 = -\frac{Pl}{8\beta} \left[ \frac{32\Phi}{1+\alpha'+\beta'} \cdot \frac{3-\alpha'+\beta'}{1+\alpha'+\beta'} - \left( 1 - \frac{4}{3} \left( \frac{c}{l} \right)^2 \right) \frac{3-\alpha'-\beta'}{1+\alpha'+\beta'} \right]$ $C_0 - \frac{P}{2} = \frac{P}{2\beta'(1+\alpha'+\beta')} \left[ 1 - \frac{4}{3} \left( \frac{c}{l} \right)^2 - \frac{16\Phi(2+\beta')}{1+\alpha'+\beta'} \right]$	$X = -\frac{3Pl}{8} \cdot \frac{1 - \frac{4}{3} \left( \frac{c}{l} \right)^2}{3 + \sqrt{3}}$ $X_1 = X_0 \epsilon$ $C_0 - \frac{P}{2} = \frac{9P}{4} \cdot \frac{1 - \frac{4}{3} \left( \frac{c}{l} \right)^2}{(3 + \sqrt{3})^2}$
	$X_0 = \frac{Pl}{8\beta'} [1 + 2(\alpha' - \beta')], \quad C_0 - \frac{P}{2} = \frac{P[1 + 3(1 - \alpha')\beta']}{6\beta'(1 + \alpha' + \beta')}$	$X_0 = -0,0793 Pl, \quad C_0 - \frac{P}{2} = 0,1005 P$
	$X_0 = \frac{4Pl\Phi}{\alpha'\beta'}, \quad X_1 = -\frac{1 - \alpha' + \beta'}{1 + \alpha' + \beta'} X_0$ $C_0 - P = -\frac{16P\Phi}{\alpha'\beta'} \cdot \frac{1 + \beta'}{1 + \alpha' + \beta'}$	$X_i = 0$ $C_0 - P = 0$
	$X_0 = \frac{8Pl\Phi}{\beta'(1 + \alpha' + \beta')}, \quad X_1 = -\frac{3 - \alpha' + \beta'}{1 + \alpha' + \beta'} X_0$ $C_0 - P = -\frac{16P\Phi(2 + \beta')}{\beta'(1 + \alpha' + \beta')^2}$	$X_i = 0$ $C_0 - P = 0$



se die Konvergenz beschleunigt wird. Die Gleichung für das Biegemoment lautet dann

$$M = M_0 - \frac{p l^2}{\alpha^2} e^{-\delta} \cos \eta \varphi'' \dots (3.20)$$

rin ist der zweite Term ein Maß für die Plattenwirkung. Für den Bereich  $|y| \geq d$  erhält man aus (3.19)

$$M = \int_{y-d}^{y+d} \dots dy = \frac{p l^2}{\alpha^2} \sin \delta e^{-\eta} \varphi'' \dots (3.21)$$

### 2.2 Halbstreifen, endliche Plattenfelder

Will man bei schmalen Plattenfeldern die Längsrippenmomente der Nähe der Hauptträger ermitteln, so kann man die Plattenfelder als Halbstreifen idealisieren. Da die Hauptträger für die Fahrbahnberechnung als starr angesehen werden und die Biegemomente  $M_y$  in Querrichtung auf die Längsrippenmomente praktisch keinen Einfluß haben, können wir uns auf den Sonderfall des Halbstreifens mit gelenkig gelagertem Seitenrand beschränken. Diese Bedingung können wir rechnerisch am einfachsten erfassen. Indem wir uns die Platte über den Seitenrand fortgesetzt denken und in diesem Teil die gleiche Last nur mit entgegengesetzten Vorzeichen anbringen, d. h. einen antisymmetrisch belasteten Plattenstreifen berechnen (Bild 8). Man erhält z. B. bei Flächenbelastung (Bild 8) durch Superposition der entsprechenden Plattenstreifenlösungen (3.21) im Bereiche

$$\begin{aligned} y < (o-d): M_x &= \frac{p l^2}{\alpha^2} \sin \delta [e^{-(\omega-\eta)} - e^{-(\omega+\eta)}] \varphi'' \\ &= \frac{2 p l^2}{\alpha^2} e^{-\omega} \sin \delta \sin \eta \varphi'' \\ y < o: M_x &= M_0 - \frac{p l^2}{\alpha^2} (e^{-\delta} + e^{-2\omega} \sin \delta) \varphi'' \\ y > (o+d): M_x &= \frac{2 p l^2}{\alpha^2} e^{-\eta} \sin \delta \sin \omega \varphi'' \end{aligned} \quad (3.22)$$

mit  $\omega = \frac{\alpha \times o}{l}$

In einfacher Weise läßt sich auch der Einfluß der seitlichen Beanspruchung des Plattenfeldes berücksichtigen, indem man zu der Plattenstreifenlösung  $M_p$  (Abschnitt 3.1.21) eine homogene Lösung (3.17b) hinzufügt, so daß die Bedingung  $M = 0$  an den Seitenrändern erfüllt ist.

### 3 Querträgermomente

Bei Platten mit kleinem Seitenverhältnis ( $\frac{l}{L} < 0,5$ ) kann man zur Berechnung der Querträgermomente die ganze Fahrbahn (Blech, Längsrippen, Querträger) als orthotrope Platte auffassen [4]. Dabei ist auch der Einfluß der Querkraftverformungen näherungs-

weise erfassen, wenn man als Torsionssteifigkeit

$$2 H = 2 B + \frac{B_{xy}}{1 + \left(\frac{\alpha_1}{l}\right)^2 \frac{B_{xy}}{K_{xy}}} \quad (3.23)$$

einsetzt.

Ist das Seitenverhältnis  $\frac{l}{L} > 0,5$ , so geht man genau vor wie bei den Längsrippen, indem man zuerst die Momente für starrere Träger und anschließend den Einfluß der Trägerelastizität ermittelt. Bei der Zahlenrechnung kann man viele Werte aus der Rechnung für die Längsrippen-Stützmomente übernehmen, da für beide die gleichen Entwicklungsfunktionen  $\varphi(x)$  gelten.

Die Belastung  $C$  eines Querträgers setzt sich zusammen aus der Auflagerkraft der benachbarten Plattenfelder und einer eventuell über dem Querträger stehenden Schneidenlast  $P$  (Bild 9):

$$C = Q_r - Q_l + P \dots (3.24)$$

Eine Durchlaufplatte gibt an die Innenträger nicht die volle „Ersatzquerkraft“  $Q_x + M'_{xy} = M'_x + (M'_{yx} + M'_{xy})'$  ab, sondern nur den Anteil

$$Q = M' = -B_x w''', \dots (3.25)$$

der durch die Änderung der Längsrippenmomente  $M$  verursacht wird. Der Anteil der Querkraft, der von den Torsionsmomenten herrührt, fällt heraus, da die Torsionsmomente wegen der Kontinuität der Platte an den Querträgern stetig verlaufen [4].

Die Querträgermomente erhält man aus der Belastung  $C$  durch Integration  $M_Q'' = -C = -M'_r + M'_l - P \dots (3.26)$

Im Sonderfall starrer Querträger ermittelt man — wie in der Statik üblich — zunächst die Momente im statisch bestimmten System (gelenkig gelagerte Querträger) und anschließend die statisch überzähligen Querträger-Stützmomente. Wir leiten die Formeln für eine Linienlast explizit ab; die Beziehungen für eine Flächenlast sind in Tafel 2 zusammengestellt. Bei einer Linienbelastung (Bild 9) zählt man zweckmäßig die Koordinate  $y$  von beiden Seiten aus; die Lösung für die Längsrippenmomente hat dann die Form

$$y < s: M = A \sin \eta \varphi''; \quad y' < s': M = A' \sin \eta' \varphi'' \quad (3.27)$$

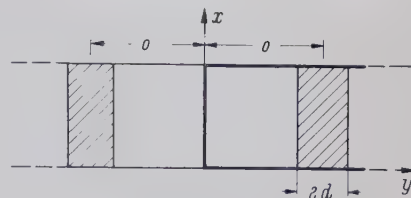


Bild 8. Halbstreifen

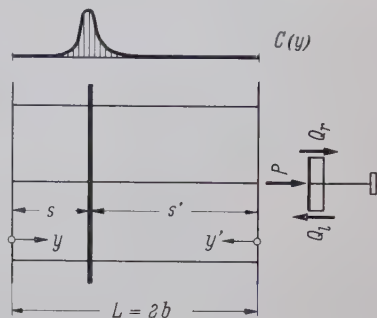


Bild 9. Zur Querträgerberechnung

Tafel 2. Querträger-Momente (starre Querträger)

Lastfall		$M_{Q,0}$		$M_{Q,P}[(\varphi_r'''' - \varphi_l''')]$	
		$P = 2 p d, \quad \beta = \frac{\alpha \times b}{l}, \quad \delta = \frac{\alpha \times d}{l}, \quad \varepsilon = \frac{\alpha \times e}{l}, \quad \sigma = \frac{\alpha \times s}{l}$		$\beta, \sigma, \sigma' \gg 1$	
$M_Q$	$y < s - d$	$C_0 \frac{s' y}{2 b}$	$\frac{P l^3}{\alpha^3} \cdot \frac{\sin \delta}{\delta} \cdot \frac{\sin \sigma'}{\sin 2 \beta} \sin \eta$	$\frac{P l^3}{2 \alpha^3} \cdot \frac{\sin \delta}{\delta} e^{-\varepsilon}$	
	$y = s$ $y' = s'$	$C_0 \left( \frac{s s'}{2 b} - d \right)$	$\frac{P l^3}{\alpha^3} \left( 1 - \cos \delta \right) + 2 \sin \delta \frac{\sin \sigma \sin \sigma'}{\sin 2 \beta}$	$\frac{P l^3}{\alpha^3} (1 - e^{-\delta})$	
$\overline{M}$					
		$\frac{C_0 b s'}{3} \left[ 1 - \left( \frac{s'}{2 b} \right)^2 - \left( \frac{d}{2 b} \right)^2 \right]$	$\frac{P l^4}{\alpha^2 \alpha^4} \left( \frac{s'}{2 b} - \frac{\sin \delta}{\delta} \cdot \frac{\sin \sigma'}{\sin 2 \beta} \right)$	$\frac{P l^4}{\alpha^2 \alpha^4} \cdot \frac{s'}{2 b}$	
$E J_Q \delta_0$		$\frac{C_0 b^2}{2} \left[ 1 - \left( \frac{e^*}{b} \right)^2 - \frac{1}{3} \left( \frac{d}{b} \right)^2 \right]$	$\frac{P l^4}{\alpha^2 \alpha^4} \left( 1 - \frac{\sin \delta}{\delta} \cdot \frac{\cos \varepsilon^*}{\cos \beta} \right)$	$\frac{P l^4}{\alpha^2 \alpha^4}$	



Aus der Stetigkeitsforderung für die Momente

$$M(y)|_{y=s} = M'(y')|_{y'=s'}$$

und der Gleichgewichtsangabe für das Plattenelement unter der Last [vgl. Gleichung (3.18)]

$$M''(y)|_{y=s} + M''(y')|_{y'=s'} = p \cdot \kappa^2$$

ergeben sich die Konstanten

$$A = \frac{p \cdot \kappa \cdot l}{\alpha} \cdot \frac{\sin \sigma'}{\sin 2\beta} \quad \text{und} \quad A' = \frac{p \cdot \kappa \cdot l}{\alpha} \cdot \frac{\sin \sigma}{\sin 2\beta}$$

$$\text{mit } \sigma = \frac{\alpha \cdot \kappa \cdot s}{l} \quad \text{und} \quad \beta = \frac{\alpha \cdot \kappa \cdot b}{l}.$$

Setzt man die Beziehungen (3.27) für die Längsrippenmomente in die Differentialgleichung (3.26) für das Querträgermoment ein, integriert zweimal und beachtet, daß Querträgermoment und -querkraft an der Laststelle ( $y = s$ ,  $y' = s'$ ) stetig verlaufen müssen, so erhält man schließlich

$$y < s: M_Q = \frac{p \cdot l^3 \cdot s' \cdot y}{2 \cdot \alpha^2 \cdot b} (\varphi_r''' - \varphi_l''') - \frac{p \cdot l^3}{\alpha \cdot \alpha^3} \cdot \frac{\sin \sigma'}{\sin 2\beta} \sin \eta (\varphi_r''' - \varphi_l'''). \quad (3.28)$$

Hierin wollen wir das erste Glied etwas genauer betrachten. Die Reihe  $\sum \frac{p \cdot l^2}{\alpha^2} (\varphi_r''' - \varphi_l''')$  ist die Stützkraft der unmittelbar belasteten Längsrippe ( $y = s$ ,  $y' = s'$ ), wenn die ganze Last von dieser Rippe allein aufgenommen wird. Man erhält diese Stützkraft einfacher nach der Balkentheorie (Tafel 1) als durch Auswerten der Reihe. Der Faktor  $\frac{s' \cdot y}{2b}$  ist das Moment im Querträger an der Stelle  $y$  infolge einer Last  $l$  im Punkte  $y' = s'$ . Da bei einem Trägerrost ( $H = 0$ ) mit starren Querträgern jede Längsrippe ihre Belastung allein abtragen muß, denn zwischen den einzelnen Rippen besteht kein Zusammenhang, läßt sich das erste Glied als Trägerrostmoment  $M_{Q,0}$  deuten; das zweite Glied gibt die Plattenwirkung wieder. Damit können wir für das Querträgermoment schreiben

$$M_Q = M_{Q,0} - \left\{ \begin{array}{l} \frac{p \cdot l^3}{\alpha \cdot \alpha^3} \cdot \frac{\sin \sigma'}{\sin 2\beta} \sin \eta (\varphi_r''' - \varphi_l''') \quad y < s \\ \frac{p \cdot l^3}{\alpha \cdot \alpha^3} \cdot \frac{\sin \sigma}{\sin 2\beta} \sin \eta' (\varphi_r''' - \varphi_l''') \quad y' < s' \end{array} \right\} \quad (3.29)$$

oder, wenn die Stellen  $y$  und  $s$  weit genug vom Rand entfernt sind, mit  $2b - s' - y = s - y = e$  (s. Bild in Tafel 2) und  $\varepsilon = \frac{\alpha \cdot \kappa \cdot e}{l}$

$$M_Q = M_{Q,0} - \frac{p \cdot l^3}{2 \cdot \alpha \cdot \alpha^3} e^{-\varepsilon} (\varphi_r''' - \varphi_l'''). \quad (3.30)$$

Bei Platten mit statisch unbestimmt gelagerten Querträgern müssen wir dann noch die Stützmomente bestimmen. Dazu berechnen wir das Trägerrostmoment  $M_{Q,0}$  und den Anteil  $M_{Q,p}$ , der die Plattenwirkung angibt, wieder für sich. Das Trägerrostmoment läßt sich ganz einfach ermitteln, da in Gleichung (3.28) an die Stelle von  $\frac{s' \cdot y}{2b}$  die Ordinate der Einflußlinie im statisch unbestimmten System tritt, die man meistens aus Tafelwerken, [5], entnehmen kann. Für den Anteil  $M_{Q,p}$  muß man die Elastizitätsgleichungen  $\sum X_k \delta_{ik} + \delta_{i0} = 0$  lösen. Dabei sind die  $\delta_{ik}$ -Werte die bekannten Werte für Durchlaufträger. Die  $\delta_{i0}$ -Werte erhält man aus Gleichung (3.29) durch Integration

$$\delta_{i0} = \int \frac{M_i M_0}{E J_Q} dy.$$

Er beträgt für ein Stützmoment am linken Rand  $i$  des Feldes

$$E J_Q \delta_{i0} = \frac{p \cdot l^4}{\kappa^2 \cdot \alpha^4} \left( \frac{s'}{2b} - \frac{\sin \sigma'}{\sin 2\beta} \right) (\varphi_r''' - \varphi_s'''). \quad (3.31)$$

Wenn man hierin  $s'$  und  $\sigma'$  durch  $s$  und  $\sigma$  ersetzt, hat man den Wert für ein Stützmoment am rechten Rand.

Infolge der Torsionssteifigkeit der Längsrippen wird die Last auch auf die benachbarten Rippen verteilt. Diese Verteilung der Belastung nach den Seiten (Bild 9) macht sich bei den Längsrippenmomenten unmittelbar unter der Last bemerkbar, dagegen hat sie auf die Querträgermomente praktisch keinen Einfluß, da die Spannweite der Querträger meistens wesentlich größer ist als die Verteilungsbreite der Last. Man kommt daher für die Momente in starren Querträgern meistens mit den Trägerrostwerten aus. Eine

eventuell über dem Querträger stehende Linienlast  $P(y)$  wird vor „starren“ Querträgern allein aufgenommen, das zugehörige Moment bestimmt man nach der Balkentheorie.

### 3.2 Elastische Querträger

Im vorigen Abschnitt hatten wir vorausgesetzt, daß die Platten auf starren Querträgern gelagert ist. Normalerweise sind die Querträger nicht so steif, daß sie als starr angesehen werden können. Die Bedingung für die elastische Stützung der Platte an den Querträgern erhalten wir, indem wir in die Gleichgewichtsangabe (3.26) für den Träger

$$M_Q'' = -M_r' + M_l' - P$$

die Elastizitätsbeziehung für das Trägermoment  $M_Q = -E J_Q w''''$  und für das Plattenmoment  $M = -B_x w''$  einführen. Sie lautet dann

$$E J_Q w'''' + B_x (w_r''' - w_l''') = P. \quad (3.32)$$

Da in dieser Gleichung die vierte Ableitung nach  $y$  auftritt und die Differentialgleichung der Plattenfelder in  $y$ -Richtung nur von zweiter Ordnung ist, können wir die Lösung für eine Platte mit elastischen Querträgern nicht durch den einfachen Ansatz (3.10)

$$w = \sum w_m(y) \varphi_m(x),$$

darstellen, den wir bei starren Querträgern benutzt haben. Es lassen sich nämlich dann die Verformungen von Platte und Querträgern nicht mehr längs des ganzen Querträgers zur Übereinstimmung bringen. Damit nun von vornherein Kontinuität zwischen Platte und Querträger längs des ganzen Querträgers besteht, machen wir für die Durchbiegung von Platte und Träger einen Reihensatz in  $y$ -Richtung

$$w = \sum w_n(x) \psi_n(y).$$

Unser Plattenproblem läßt sich mit diesem Ansatz exakt lösen, wenn die Entwicklungsfunktionen  $\psi$  die Differentialgleichungen (3.1, 2) der Platte und die Bedingung für die elastische Stützung (3.32) in gewöhnliche Differentialgleichungen nach  $x$  überführen und die Randbedingungen an den Hauptträgern erfüllen. Außerdem sollen sie möglichst untereinander orthogonal sein

$$\int \psi_n \psi_m dy = 0 \quad (n \neq m), \quad (3.33)$$

damit die Rechnung für jedes  $\psi_n$  getrennt durchgeführt werden kann.

Es gibt aber keine Funktionen, die alle Forderungen erfüllen (die einzige Ausnahme bilden die Funktionen  $\sin \frac{n\pi y}{l}$  für eine seitlich gelenkig gelagerte Platte), wir müssen uns daher im Allgemeinen auf einen Näherungsansatz beschränken. Mit den Eigenfunktionen des schwingenden Balkens lassen sich die wichtigsten Bedingungen erfüllen, nämlich die Randbedingungen an den Hauptträgern und in der Differentialgleichung der Platte das wesentliche Glied — das Bieeglied der Längsrippen —, wie wir im Abschnitt 3.22 sehen werden.

Durch den  $\psi$ -Ansatz geht die partielle Plattengleichung in eine gewöhnliche Differentialgleichung nach  $x$  über. Zur Lösung dieser Differentialgleichung können wir die Platte an den Querträgern aufschneiden und die gesuchten statischen Größen (Momente) über eine statisch unbestimmte Rechnung finden, [4]. Es ist aber zweckmäßiger, auch  $w_n(x)$  in eine Reihe zu entwickeln, und zwar nach den Eigenfunktionen des Knickstabes. Dadurch kann man die umfangreiche statisch unbestimmte Rechnung umgehen, weil dies Eigenfunktionen die Durchlaufbedingung an den Querträgern ohne hin erfüllen.

Wir erhalten so als Lösungsansatz für eine Fahrbahnplatte mit elastischen Querträgern die Doppelreihe

$$w = \sum_{m,n} w_{mn} \varphi_m(x) \psi_n(y), \quad M = \sum_{m,n} M_{mn} \varphi_m''(x) \psi_n(y). \quad (3.34)$$

Die zahlenmäßige Auswertung wird nicht so umfangreich, wie es allgemein bei Doppelreihen der Fall ist, da wir mit Hilfe der Doppelreihe nur den Einfluß der Querträgerelastizität — d. h. die Momentendifferenz zwischen der elastisch und der starr gestützte Platte — ermitteln. Die Differenzreihen konvergieren sehr schnell, da die Querträger für die höheren Entwicklungsfunktionen  $\psi$  praktisch starr sind. Es genügt daher in den meisten Fällen für die Momente in Brückenachse die erste symmetrische, für die Momente außerhalb der Brückenachse die erste symmetrische und die erste antisymmetrische Entwicklungsfunktion.

\*) Bei der Bestimmung der Querträgersteifigkeit  $E J_Q$  muß die mittragende Plattenbreite berücksichtigt werden.



l Platte mit gelenkig gelagerten Querträgern  
Bevor wir das allgemeine Problem weiter verfolgen, wollen wir  
wichtigen Sonderfall einer seitlich gelenkig gelagerten Platte  
handeln. Gelenkige Lagerung an den Hauptträgern kann man  
Brücken mit zwei einseitigen Hauptträgern (keine Kasten-  
ger) annehmen (Bild 1). — Da die Querträger in den meisten  
len nur an das Hauptträgerstegblech angeschweißt und nicht  
ch Vertikalsteifen eingebunden sind, werden zwischen den  
er- und Hauptträgern so gut wie keine Momente übertragen.  
olge der Neigung der Endquerschnitte der Querträger wird wohl  
Hauptträgerstegblech ausgebogen, aber der Träger als ganzes  
dreht sich dabei praktisch nicht. Außerdem ist die Torsions-  
fähigkeit der Hauptträger in den meisten Fällen klein gegenüber  
Biegesteifigkeit der Querträger. — Wir behandeln diesen  
nderfall zuerst, weil wir dafür die exakte Lösung erhalten und  
gleich erfahren, wie wir die Rechnung für den allgemeineren  
l, der Platte mit durchlaufenden Querträgern, vornehmen müssen.  
Als Entwicklungsfunktionen in  $y$ -Richtung kommen bei der  
lenkig gelagerten Platte die Funktionen  $\psi = \sin \frac{n\pi y}{L}$  in Be-  
acht. Damit lautet der Doppelreihenansatz (3.34)

$$\psi = \sum_m \sum_n w_{mn} \varphi_m(x) \sin \frac{n\pi y}{L}, \quad M = \sum_m \sum_n M_{mn} \varphi_m''(x) \sin \frac{n\pi y}{L} \quad (3.35)$$

Führt man diesen in die Stützbedingung (3.32) ein, so folgt daraus  
Randbedingung für die Funktion  $\varphi_m$

$$B_x (\varphi_{m,r}''' - \varphi_{m,l}''') + EJ_Q \left( \frac{n\pi}{L} \right)^4 \varphi_m = 0$$

l die Elastizitätszahl  $\Phi$  der Querträger

$$\Phi_n = \frac{B_x}{B_y} \left( \frac{L}{n\pi l} \right)^4, \quad \dots \dots \dots (3.36)$$

=  $\frac{EJ_Q}{l}$  ist die auf den Abstand  $l$  bezogene Querträgersteifig-  
t. Da die Wellenzahl  $n$  in die Randbedingung der Eigenfunk-  
tionen  $\varphi_m$  eingeht, erhalten wir für jede Sinuswelle ein anderes  
stem von Eigenfunktionen  $\varphi_{mn}$ . Die für die Berechnung einer  
stisch gestützten Platte benötigten Entwicklungsfunktionen  $\varphi$   
rden in Abschnitt 3.3 ermittelt.

Die Konstanten  $M_{mn}$  müssen wir aus den Differentialglei-  
ungen (3.1, 2) bestimmen. Wenn wir darin den Ansatz (3.35) ein-  
gren und die Indizes  $mn$  durch  $\mu\nu$  ersetzen, erhalten wir nach  
sammenfassung der Gleichungen mit der Abkürzung (3.15)

$$\kappa_{\mu}^2 = \frac{B_x}{H_{\mu}}$$

zu (3.13) analoge Gleichung

$$\sum \sum M_{\mu\nu} \left( \frac{\alpha_{\mu}}{l} \right)^2 \left[ 1 + \left( \frac{\nu\pi l}{\alpha_{\mu} \kappa_{\mu} L} \right)^2 \right] \varphi_{\mu\nu}'' \sin \frac{\nu\pi y}{L} =$$

$$= p(x, y) = q(x) \cdot p(y) \quad \dots \dots \dots (3.37)$$

Multipliziert man diese Gleichung mit einer virtuellen Verrückung  
=  $\delta w_{mn} \varphi_{mn} \sin \frac{n\pi y}{L}$  und integriert über die ganze Plattenfläche,  
ergibt sich unter Beachtung der Orthogonalitätsrelation für die  
aktionen  $\varphi$  (3.5) und für die (trigonometrischen) Funktionen  
(3.33) die einfache Beziehung für  $M_{mn}$

$$M_{mn} = - \frac{P_{mn} l^2}{\alpha_m^2 \left[ 1 + \left( \frac{n\pi l}{\alpha_m \kappa_m L} \right)^2 \right]},$$

dem Lastkoeffizienten (Tafel 3)

$$P_{mn} = \frac{\iint p(x, y) \varphi_{mn}(x) \sin \frac{n\pi y}{L} dx dy}{\iint \varphi_m \varphi_m'' \sin^2 \frac{n\pi y}{L} dx dy} =$$

$$= \frac{2}{L} \int p(y) \sin \frac{n\pi y}{L} dy \int \frac{q(x) \varphi_{mn} dx}{\varphi_{mn} \varphi_{mn}''} \quad \dots \dots (3.38)$$

s Längsrippenmoment läßt sich damit in der Form

$$M = \sum_m \sum_n \frac{P_{mn} l^2 \varphi_{mn}''}{\alpha_m^2 \left[ 1 + \left( \frac{n\pi l}{\alpha_m \kappa_m L} \right)^2 \right]} \sin \frac{n\pi y}{L} \quad \dots \dots \dots (3.39)$$

stellen. Für die Zahlenrechnung spaltet man zweckmäßig die  
gerostmomente

$$M_0 = \sum_m \sum_n \frac{P_{mn} l^2}{\alpha_m^2} \varphi_{mn}'' \sin \frac{n\pi y}{L}, \quad \dots \dots \dots (3.40)$$

die sich für eine Platte ohne Torsionssteifigkeit ergeben, ab:

$$M = M_0 - M_p = M_0 - \sum_m \sum_n \frac{P_{mn} l^2 \varphi_{mn}''}{\alpha_m^2 \left[ 1 + \left( \frac{\alpha_m \kappa_m L}{n\pi l} \right)^2 \right]} \sin \frac{n\pi y}{L}, \quad (3.41)$$

da auf diese Weise die Konvergenz der Reihe wesentlich beschleunigt wird. Das Trägerrostmoment für die Durchlaufplatte läßt sich auf Grund einer einfachen Balkenrechnung exakt bestimmen, da der Trägerrost für jede Sinuswelle wie ein Balken auf elastischen Stützen wirkt, wobei die Elastizitätszahl der Stützen durch Gl. (3.36) gegeben ist.

Die Korrektur für die elastische Nachgiebigkeit der Querträger erhält man, indem man für die ersten Sinuswellen die Momente bei elastischen Querträgern ermittelt und dann die Momente für die starre Lagerung abzieht. Man könnte diese Korrekturen auch unmittelbar finden, indem man die Kräfte, die die Platte auf die starren Querträger absetzt, mit umgekehrten Vorzeichen als Belastung auf die elastisch gestützte Platte gibt und dafür die Momente ermittelt (Bild 10). Für diesen Lastfall biegt sich die

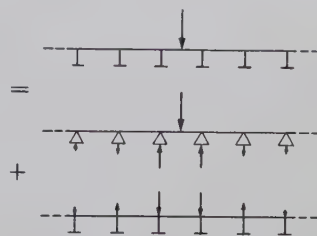


Bild 10. Belastungsanordnung

Fahrbahnplatte sehr großwellig durch, so daß die Torsionssteifigkeit der Rippen wenig beansprucht wird und die Platte im wesentlichen als Trägerrost wirkt. Der zweite Term in Gl. (3.41), der den Einfluß der Torsionssteifigkeit der Rippen wiedergibt, hat daher in den meisten Fällen nur den Charakter einer Korrektur, um so mehr je größer  $\left( \frac{\alpha \kappa L}{n\pi l} \right)^2$  ist. Von der Reihe in  $x$ -Richtung benötigt man auch nur die ersten Glieder, da die Reihe schneller als mit  $\frac{1}{\alpha_m^2}$  konvergiert, denn die Torsionszahl  $\kappa_m$  wächst wegen der Querkraftverformungen mit größer werdendem  $m$  schnell an. Beschränken wir uns auf das erste Glied und setzen für  $\frac{P_{1,n} l^2}{\alpha_1^2} \varphi''$ , das nach Gl. (3.40) das erste Glied der Reihe für das Trägerrostmoment der  $n$ -ten Sinuswelle ist, den Gesamtwert  $M_{0,n}$  ein, dann erhalten wir den Näherungswert

$$M_p \approx \sum_n \frac{M_{0,n}}{1 + \left( \frac{\alpha_1 \kappa_1 L}{n\pi l} \right)^2}.$$

Wir haben den Gesamtwert eingeführt, weil dadurch bis zu einem gewissen Grade noch die höheren Wellen erfaßt werden, er sich einfacher (nach der Balkentheorie) als das erste Glied der Reihe berechnen und schließlich in einfacher Weise mit dem Trägerrostmoment zusammenfassen läßt:

$$M = M_0 + M_p \approx \sum_n \frac{M_{0,n}}{1 + \left( \frac{\alpha_1 \kappa_1 L}{n\pi l} \right)^2}. \quad \dots (3.42)$$

In Tafel 1 sind für die wichtigsten Lastfälle die Balkenmomente angegeben; die Eigenwerte  $\alpha$  können in Bild 14 abgelesen werden.

3.22 Platte mit durchlaufenden Querträgern

Bei Platten mit gelenkig gelagerten Querträgern hatten wir die Lösung als Fourierreihe (in  $y$ -Richtung) angesetzt. Als Erweiterung entwickeln wir die Durchbiegung einer Platte mit durchlaufenden Querträgern nach den Eigenfunktionen des schwingenden Balkens [4], die der Differentialgleichung

$$\psi''''(y) - k_n^4 \psi_n(y) = 0 \quad \dots \dots \dots (3.43)$$

genügen. Sie haben die allgemeine Form

$$\psi = A_1 \cos ky + A_2 \cos ky + B_1 \sin ky + B_2 \sin ky \quad (3.44)$$

und sind untereinander orthogonal, d.h. es ist

$$\int \psi_v \psi_n dy = 0 \quad \text{für } v \neq n,$$

wenn unter den Querträger-Randbedingungen die Beziehung

$$[\psi_v''' \psi_n - \psi_v \psi_n'''] - [\psi_v'' \dot{\psi}_n - \dot{\psi}_v \psi_n''] = 0$$



besteht, was bei durchlaufenden und eingespannten Querträgern der Fall ist. Bei Benutzung dieser Funktionen geht die Bedingung (3.32) für die elastische Stützung im homogenen Fall ( $P = 0$ ) über in

$$EJ_Q k_n^4 w_n + B_x (w_r''' - w_l''')_n = 0.$$

Die daraus folgende Querträger-Elastizitätszahl

$$\Phi = \frac{B_x}{B_y} \cdot \frac{1}{(k_n l)^4} \quad \dots \dots \dots (3.45)$$

hängt wie bei gelenkiger Lagerung von dem Eigenwert  $K_n$  selbst ab, so daß sich für jede Eigenfunktion  $\psi_n$  ein anderes System von Funktionen  $\varphi_{mn}$  ergibt.

Führt man den Doppelreihenansatz [vgl. (3.34)]

$$M = \sum_{\mu} \sum_{\nu} M_{\mu\nu} \varphi_{\mu\nu}''(x) \psi_{\nu}(y)$$

in die Gleichungen (3.1, 2) für die Platte ein, so lassen sie sich in die zu (3.37) analoge Form

$$\sum_{\mu} \sum_{\nu} M_{\mu\nu} \left( \frac{\alpha_{\mu}}{l} \right)^2 \left[ \psi_{\nu} - \left( \frac{l}{\alpha_{\mu} \kappa_{\mu}} \right)^2 \psi_{\nu}'' \right] \varphi_{\mu\nu}'' = p(x, y) - q(x) p(y)$$

bringen. Wenn wir diese Gleichung nun mit einer virtuellen Verdrückung  $\delta w = \delta w_{mn} \varphi_{mn}(x) \psi_n(y)$  multiplizieren und über den ganzen Bereich integrieren, erhalten wir eine Gleichung, in der alle Größen  $M_{mn}$  vorkommen und nicht wie im Fall gelenkiger Lagerung jedes  $M_{mn}$  einzeln. Es sind nämlich die Funktionen  $\psi$  mit ihren zweiten Ableitungen  $\psi''$  im allgemeinen nicht orthogonal; die einzige Ausnahme bilden die Funktionen für die gelenkig gelagerte Platte:  $\sin \frac{n\pi y}{L}$ . Zu einer einfachen und guten Näherung gelangen wir, wenn wir in den Gleichungen nur die Hauptdiagonalglieder berücksichtigen [4]:

$$M_{mn} = \frac{P_{mn} l^2}{\alpha_m^2 \left[ 1 + \left( \frac{k_n l}{\alpha_m \kappa_{mn}} \right)^2 \right]}$$

mit den Lastkoeffizienten (Tafel 3)

$$P_{mn} = \frac{\int q(x) \varphi_{mn} dx}{\int \varphi_{mn} \varphi_{mn}'' dx} \cdot \frac{\int P(y) \psi_n dy}{\int \psi_n^2 dy} \quad \dots \dots (3.46)$$

und der Torsionszahl

$$\bar{\kappa}_{mn}^2 = - \frac{B_x}{H_m} \cdot \frac{k_n^2 \int \psi_n^2 dy}{\int \psi_n'' \psi_n dy} = \kappa_m^2 \frac{\int \psi_n^2 dy}{\int \bar{\psi}_n \psi_n dy} \quad (3.47)$$

Wenn wir wieder das Trägerrostmoment

$$M_0 = \sum_m \sum_n \frac{P_{mn} l^2}{\alpha_m^2} \varphi_{mn}'' \psi_n \quad \dots \dots \dots (3.48)$$

abspalten, das sich nach der Balkenstatik (Tafel 1) ermitteln läßt, da ein Trägerrost für jede Eigenfunktion  $\psi$  als Balken wirkt, lautet die Gleichung für das Längsrippenmoment

$$M = M_0 - M_p = M_0 - \sum_m \sum_n \frac{P_{mn} l^2 \varphi_{mn}''(x) \psi_n(y)}{\alpha_m^2 \left[ 1 + \left( \frac{\alpha_m \kappa_{mn}}{k_n l} \right)^2 \right]} \quad (3.49)$$

Durch diese Gleichung wird der Einfluß der Torsionssteifigkeit der Plattenfelder nur näherungsweise erfaßt. Diese Näherung ist aber zulässig. Denn für die ersten Eigenfunktionen  $\psi$ , die bei der Ermittlung des Einflusses der Querträgerelastizität alleine in Betracht kommen, wirken die Fahrbahnplatten im wesentlichen wie ein Trägerrost, so daß wir nur einen kleinen Fehler bei einer kleinen Größe machen. Wie bei der gelenkig gelagerten Platte können wir bei Platten mit kleinem Seitenverhältnis  $\frac{L}{l}$  mit guter Näherung schreiben

$$M \approx \sum_n \frac{M_{0,n}}{1 + \left( \frac{\alpha_1 \kappa_{1n}}{k_n l} \right)^2} \quad \dots \dots \dots (3.50)$$

### 3.23 Querträgermomente

Zur Bestimmung der Querträgermomente gehen wir, wenn wir die Querträger nicht verschmieren, genau so vor wie bei den Längsrippenmomenten (Abschnitt 3.21.2). Die Gleichung für das Querträgermoment folgt aus der Gleichgewichtsaussage (3.26) und den Beziehungen (3.41) und (3.49) für die Längsrippenmomente. Sie lautet für eine Platte mit gelenkig gelagerten Querträgern

$$M_Q = M_{Q,0} - \sum_m \sum_n \frac{P_{mn} l^2 L^2 (\varphi_{mn,r}''' - \varphi_{mn,l}''')}{(n\pi)^2 \alpha_m^2 \left[ 1 + \left( \frac{\alpha_m \kappa_m L}{n\pi l} \right)^2 \right]} \sin \frac{n\pi y}{L} \quad (3.51)$$

und mit durchlaufenden Querträgern

$$M_Q = M_{Q,0} - \sum_m \sum_n \frac{P_{mn} l^2 (\varphi_{mn,r}''' - \varphi_{mn,l}''')}{k_n^2 \alpha_m^2 \left[ 1 + \left( \frac{\alpha_m \kappa_{mn}}{k_n l} \right)^2 \right]} \bar{\psi}(y) \quad \dots (3.52)$$

In Gleichung (3.52) ist berücksichtigt, daß  $\iint \psi dy dy = \frac{\psi''}{k^4} = -\frac{\psi}{k^2}$  ist. Die Berechnung des Trägerrostmomentes wird am einfachsten, wenn man die Belastung in  $y$ -Richtung nach den Eigenfunktionen  $\psi$  des schwingenden Balkens (Tafel 3) entwickelt, da für eine solche Funktion  $\psi$  der Trägerrost als Balken auf elastischen Stützen wirkt. Einige wichtige Balkenlösungen sind in Tafel 3 zusammengestellt. Eine über dem Querträger stehende Schneidelast —  $P$  in Gl. (3.26) — geht in die Balkenrechnung als Einzellast (über der betreffenden Stütze) ein. In dem zweiten Gliede

Tafel 3. Entwicklungsfunktionen  $\psi(y)$

	Entwicklungsfunktion $\psi$	Eigenwerte $k$	Lastkoeffizient
	$\sin \frac{n\pi y}{L}$	$n = 1, 2, 3, \dots$	$P_n = \frac{2P}{L} \cdot \frac{\sin \bar{\delta}}{\bar{\delta}} \sin \bar{\sigma}$
			$P_n = \frac{4P}{L} \cdot \frac{\sin \bar{\delta}}{\bar{\delta}} \cos \bar{\varepsilon} \sin \bar{\sigma}$
	$\psi = \cos ky - \frac{\cos kb}{\cos kb} \cos kb$ $\bar{\psi} = \cos ky + \frac{\cos kb}{\cos kb} \cos ky$	$\operatorname{tg} kb + \operatorname{Tg} kb = 0$ $k_1 b = 2,365$ $k_n b \rightarrow \frac{4n-1}{4} \pi$	$P_n = \frac{2P}{b} \left( \frac{\sin kd}{kd} \cos ke - \frac{\cos kb}{\cos kb} \cdot \frac{\sin kd}{kd} \cos ke \right)$
	$\psi = \sin ky - \frac{\sin kb}{\sin kb} \sin ky$ $\bar{\psi} = \sin ky + \frac{\sin kb}{\sin kb} \sin ky$	$\operatorname{tg} kb - \operatorname{Tg} kb = 0$ $k_n b \rightarrow \frac{4n+1}{4} \pi$	$P_n = \frac{2P}{b} \left( \frac{\sin kd}{kd} \sin ke - \frac{\sin kb}{\sin kb} \cdot \frac{\sin kd}{kd} \sin ke \right)$



(3.51) und (3.52) wird eine solche Last bei der Entwicklung in den Funktionen  $\psi$  mit erfaßt und ist dann in dem Lastkoeffizienten  $p_{mn}$  enthalten.

Bei der Platte mit starren Querträgern beeinflußt die Torsionssteifigkeit die Querträgermomente kaum, da sich nur die Rippen in unmittelbarer Nähe der Last verdrehen. Bei durchgebogenen Querträgern dagegen werden praktisch alle Rippen in den benachbarten

Feldern verdreht, so daß sich die Torsionssteifigkeit der Hohlrippen stärker auswirkt. Eine Näherung in der Form (3.42) und (3.50) läßt sich bei den Querträgern nicht angeben, da die Reihe  $\sum_m \frac{p_{mn} l^2}{\alpha_m^2} q'''_{mn}$  für die Balken-Querkraft wesentlich schlechter konvergiert als die entsprechende Reihe für das Balkenmoment. (Schluß folgt)

## Stählerne Wandverkleidungselemente in den USA

Von Dipl.-Ing. Gabriel Páll, Philadelphia, Pa./USA

DK 693,9 : 669.14.018.8

### Allgemeines

#### Begriff und Entwicklung

Die Außen- und Innenwände moderner Stahlskelettbauten haben der Regel nur raumabschließende und keine tragende Funktion. In den Vereinigten Staaten, wo der vielgeschossigen Bauweise eine besondere Bedeutung zukommt, finden Stahlskelettbauten eine weitestgehende Anwendung. Dabei wird die zugehörige Raumabschließung, die besondere, von der statischen Aufgabe des Tragens befreite Wandverkleidung erfüllt. In den letzten 10 Jahren sind dort zahlreiche neue raumabschließende und trennende Wandkonstruktionen entwickelt worden, wobei die montierbaren Wände besondere Bedeutung fanden.

Im Bestreben, der Forderung der günstigsten Ausnutzung der Bodenfläche und der Nutzungsfläche der Geschoßdecken gerecht zu werden, wählt man die tragenden Querschnitte der Stützen möglichst gering. Bei Hochhäusern und Wolkenkratzern ist das nur durch eine wesentliche Verminderung des Eigengewichts möglich. Dementsprechend müssen auch die Außen- und Innenwände möglichst leicht vorgesehen werden. Für diese bleibt damit nur noch die Aufgabe des Abschließens und der Wärme- und Schalldämmung. Diese Aufgaben können mit geeigneten Baustoffen und Konstruktionsformen — in Abkehr von der altherkömmlichen Bauweise — weitestgehend und befriedigend erfüllt werden.

Die Anwendung montierbarer, vorgefertigter Wandelemente gestattet einen erstaunlich schnellen und der Stahlskelettbauweise nahezu angepaßten Montagevorgang; der Einbau erfolgt entweder mittels der an der Baustelle vorhandenen Hebezeuge, oder ohne Unterstützung vom Gebäudeinnern aus, wobei gleichzeitig auch der Vorwiderstand der herabgesetzten toten Last des Bauwerks gegeben ist. Eine weiterentwickelte Konstruktionsform stellen die geschoß- oder mehrgeschoßhohen Tafel- oder Panelwände dar, die meistens als mehrschichtige Wandelemente nach weitgehender industrieller Arbeitsvorbereitung und Vorfertigung in der sogenannten trockenen Bauweise am tragenden Stahlskelett befestigt werden. Für den Stahlskelettbau eignet sich vornehmlich diese Art der Wandausbildung, bei in der Regel sämtliche Installationen und auch die Klimaausrüstungen (Air Conditioning) mit den vorgefertigten Wandelementen doppelt hergestellt und eingebaut werden.

Derartige Wandelemente, die sich im allgemeinen aus drei Schichten der Außenhaut, der Isolierung und der Innenhaut aufbauen (Bild 1), werden als Ausfuchung in jedem Geschoß eingebaut, oder

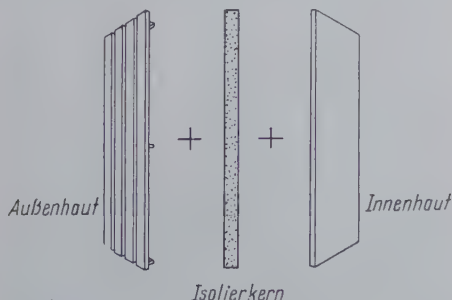


Bild 1. Aufbauschema für mehrschichtige Wandverkleidungselemente

der Gebäudefront hängend angebracht. Diese Bauweise wird in den USA als „Curtain Wall“ bezeichnet (auf deutsch: Vorhangwand, Tafelwand oder auch Verkleidungswand); hier trägt das Stahlskelett die ganze darüberliegende Konstruktion und die moderne Funktion der Wand ist, wie auch der Name „Curtain Wall“ zeigt, lediglich abzuschließen und abzutrennen, aber auf keinen Fall auch Last des Bauwerks zu tragen.

Im folgenden ist in gedrängter Form der jetzige Stand der bautechnischen Entwicklung stählerner Wandverkleidungselemente und Vorhangwände zusammengestellt.

Die einzelnen Schichten der Wandelemente bestehen aus Werkstoffen, die ihren besonderen Funktionen angepaßt sind. Für die Außen- und Innenhaut können folgende Baustoffe verwendet werden: Stahlblech, Leichtmetallplatten, Glas, Kunststofftafeln, Leichtbeton, Asbestzement- oder Faserplatten, usw. Für den Isolierkern kommen u. a. Glaswolle, Schaumglas, geschäumte Kunststoffe, Gips, Metall- oder Papierzellenwaben und dergleichen in Betracht (siehe auch Tafel 6).

Vorliegender Beitrag befaßt sich nur mit Wandverkleidungselementen und Vorhangwandkonstruktionen, deren Außen- oder Innenhaut aus Stahl besteht. Es muß jedoch darauf hingewiesen werden, daß Stahlelemente (wie Fensterposten, Blechträger, Hilfsraster usw.) auch bei nicht aus Stahl hergestellter Wandverkleidung Anwendung finden können.

Ein beachtenswertes Bauwerk dieser Art ist das Lever-Haus in New York (Bild 13), dessen Außenwände mit hitzebeständigem Drahtglas verkleidet sind. Die Glastafeln sind an einer, aus nichtrostendem Stahl ausgebildeten Rahmenkonstruktion befestigt [15].

Stahlblech-Verkleidung kommt in erster Linie für Außenwände in Betracht, wo die an ihre Oberfläche gestellten hohen Ansprüche die Verwendung widerstandsfähiger Werkstoffe erfordern. Obgleich im folgenden die Wandverkleidungselemente hauptsächlich in Verbindung mit Außenwänden erörtert werden, gelten auch für montierbare Innenwände ähnliche Gesichtspunkte.

### 1.2 Grundformen der Wandverkleidungselemente

Aus dem Gesichtspunkt der Entwicklung lassen sich drei Grundformen der Wandelemente unterscheiden:

a) die sogenannten **Haut-Wandplatten** [9], welche noch eine Rückwand aus Mauerwerk oder Beton benötigen, oder wo Mauerung mit Rücksicht auf andere, nicht statische Erwägungen (Ästhetik, Isolierung u. dgl.) angebracht wurde. Im ersten Fall dient das Stahlblech nur als die Außenverkleidung des Mauerwerks, wobei letzteres auch einen Teil der Konstruktionslast trägt. Diese Bauweise ist daher nicht als Curtain Wall anzusehen, obwohl sie eine wichtige Phase der Entwicklung der stählernen Verkleidungselemente darstellt. (Zum Beispiel ist die Außenfront des 1930 erbauten Empire State Building in New York teilweise mit nichtrostenden Stahlplatten verkleidet; auch der Turm und die Spitze des ebenfalls in New York, im Jahre 1929 vollendeten Chrysler-Gebäudes wurden mit Chrom-Nickel-Stahlblechen abgedeckt. Beide Gebäude haben konventionelle Wandkonstruktion.) Ein Beispiel für den zweiten Fall ist das 1956 erbaute Sheraton-Hotel in Philadelphia (Architekt: Perry, Shaw, Hepburn und Dean, Boston), das mit einer Curtain-Wall-Außenwand versehen wurde, deren Außenhaut aus emaillierten Stahlblechen besteht, während als Isolierung und Feuerschutzschicht eine dahinterliegende Rückwand dient (Bilder 2 a, 2 b).

b) an Rahmen befestigte **Vorhangwandelemente**, wobei die vollisolierten und vollfabrizierten Wandplatten und Fenster unabhängig voneinander in die Öffnungen des Rahmenwerks oder Hilfsrasters eingefügt werden (Bild 3). Als Beispiel eines Bauwerks dieser Art sei das Cherry Hill Projekt der Radio Corporation of America in Camden angeführt, bei dem die Außenwände ebenfalls mit emaillierten Stahlblechen verkleidet wurden (Architekt: Vincent G. Kling, Philadelphia). Das Gesamtprojekt besteht aus fünf miteinander verbundenen Gebäuden; vier davon





Bild 2a. Das Sheraton-Hotel in Philadelphia. Fassadengestaltung der Südfront

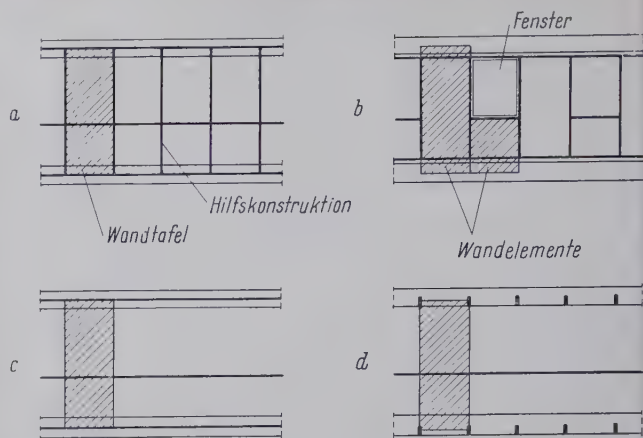


Bild 3. Grundformen der an Hilfsrahmen befestigten Vorhangwände  
a. Hilfskonstruktion mit durchgehender Horizontal- und Vertikalaufteilung (keine Fenster)  
b. Hilfsraster mit unabhängig voneinander eingefügten Wand- und Fensterelementen  
c., d. Anordnung waagerechter Hilfsglieder für die Aussteifung geschoßhoher Wandtafeln

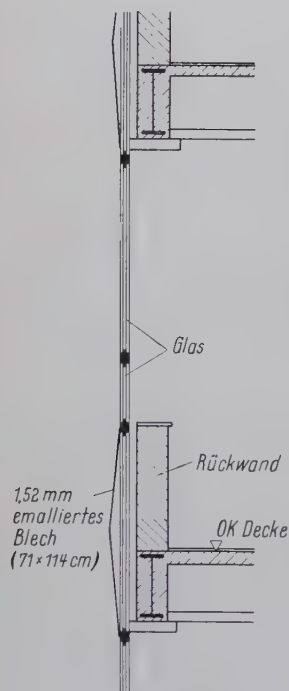


Bild 2b. Vertikalschnitt durch die Außenwand des Sheraton-Hotels in Philadelphia



Bild 4a. Radio Corporation of America Cherry Hill Projekt, Fassadenverkleidung mit gewellten, porzellan-emaillierten Stahlblechen; Hilfsraster aus nichtrostendem Stahl (Architekt: Vincent G. Kling, Philadelphia)

sind mit dem Lift-Slab-Verfahren errichtet worden. Für die Außen- und Innenhaut der Wandelemente wurde emailliertes Stahlblech benutzt; die Wandtafeln sind an nichtrostenden Stahlrahmen befestigt. Das für die Außenhaut vorgesehene Stahlblech ist gewellt ausgebildet, um die bei ebenen Blechtafeln nach Emaillierung manchmal auftretenden Verwerfungen und Ausbeulungen zu vermeiden (Bilder 4 a, 4 b).

c) vollständig vorgefertigte, geschoß- oder mehrgeschoßhohe, selbsttragende Wandverkleidungselemente, die zumeist auch die Fenster enthalten (Bild 5 a) und ohne Hilfskonstruktion auf oder vor dem Tragskelett aufgehängt werden; sie bilden die modernste Art vorfabrizierter Vorhangwände (Bild 6). Als Beispiel für diese Bauweise soll das eindrucksvolle Socony Mobil Building in New York erwähnt werden (Bild 5 b), das im Jahre 1956 fertiggestellt worden ist (Architekt: Harrison & Abramovitz, New York). Das Bauwerk ist das größte Gebäude der Welt, das vollkommen mit Stahl verkleidet ist. (Bild 5 c) (Vgl. auch [16])

## 2. Konstruktion

### 2.1 Herstellung und Bearbeitung der Stahlbleche

Für die schon früher erörterten Grundformen der Curtain-Wall-Elemente, die sich nach ihrer konstruktiven Durchbildung unterscheiden lassen, findet das für die Hautschichten vorgesehene Stahlblech mit oder ohne Oberflächenbehandlung Anwendung. Das Stahlblech selbst kann glatt, profiliert, geformt oder gewellt gewählt werden.

Die Korrosionsbeständigkeit der Wandplattenoberfläche kann durch Anstrich, Verzinkung, Eloxierung oder galvanische Überzüge und schließlich durch Porzellanemaillierung erzielt werden. Blech aus nichtrostendem Stahl bedürfen dagegen keiner derartigen Behandlung.

Die Verwendung gewöhnlicher Anstriche in der Außenarchitektur moderner Hochbauten kommt praktisch nicht mehr in Betracht.



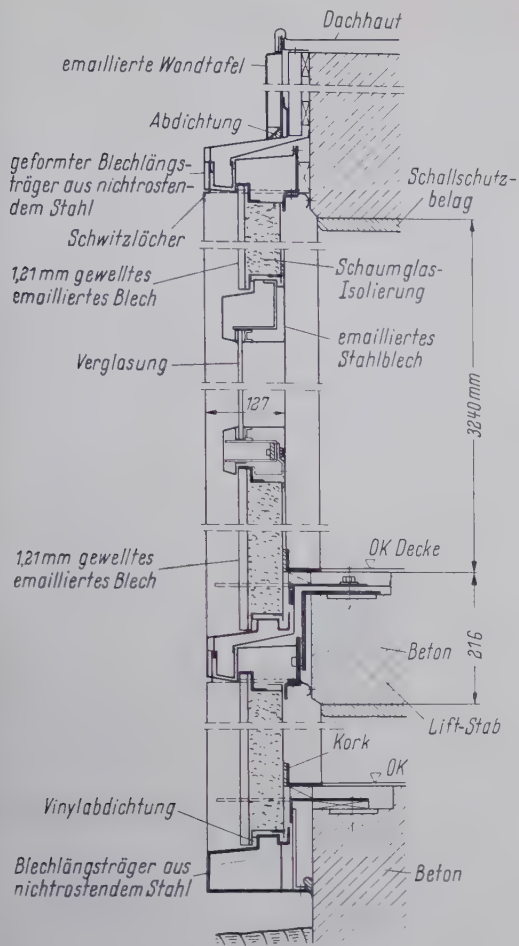


Bild 4b. Vertikalschnitt durch die Vorhangwandkonstruktion des RCA Cherry Hill Projektes

solche Überzüge den Forderungen langjähriger Haltbarkeit und Benbeständigkeit nicht entsprechen würden.

üttentechnische oder elektrochemische Verfahren, wie Verzin- g, Eloxierung oder galvanische Prozesse gewährleisten zwar be-



Bild 5a. Wandverkleidungselement für das Socony Mobil Building in New York



Bild 5b. Das Socony Mobil Building in New York (Architekt: Harrison und Abramovitz, New York)

friedigende Ergebnisse, sie sind aber für stählerne Wandverkleidung in den meisten Fällen sehr kostspielig und kommen mehr bei Aluminiuelementen in Frage. (Beispiel: das Seagram Building in New York, dessen Außenfassade mit einer Bronzeverkleidung versehen wurde [17]; s. Bild 7.)

Die Porzellanemaillierung ist praktisch das einzige Verfahren, das einen farbenbeständigen und widerstandsfähigen Überzug aus nichtmetallischen Werkstoffen ergibt, und es soll deshalb hierauf weiter eingegangen werden.

Das Porzellanemail wird folgenderweise hergestellt: Frit, eine Spezialmischung von Kieselerde (Silika), Borax, Soda und Zinkoxyd (im wesentlichen also eine Art Glas), wird zu Pulver gemahlen. Nach Beimengen von Ton und Wasser wird die Mischung in genau geregelter Dicke auf das vorbereitete Stahlblech aufgebracht. Nach

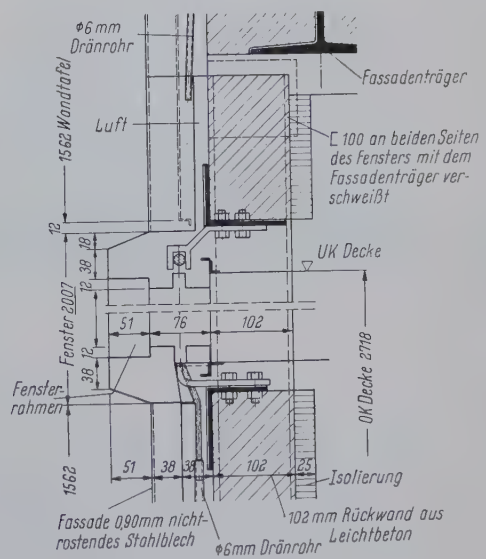


Bild 5c. Vertikalschnitt durch die Außenwand des Socony Mobil Building



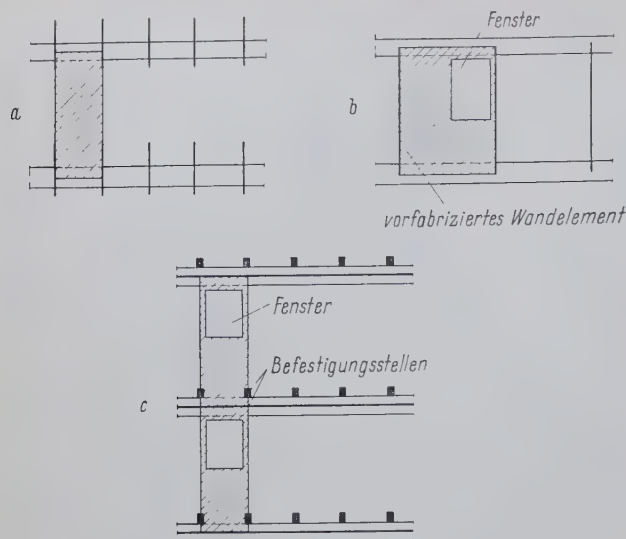


Bild 6. Grundformen der vorfabrizierten, selbsttragenden Wandelemente  
a. Geschoßhohe Wandtafel ohne Fenster  
b. Selbsttragendes, geschoßhohes Wandelement mit Fenster  
c. Durchgehende, zwei- oder mehrgeschoßhohe Wandplatten mit Fensteröffnungen



Bild 7. Das Seagram Building in New York (Architekt: Mies v. d. Rohe und Philip Johnson, New York—Chicago)

dem Trocknen wird die Platte in einen Emaillierofen gebracht, wo die Glasteilchen bei einer Temperatur von etwa 1500 bis 1600 °F (815 bis 875 °C) zusammenfließen und das feste und harte Porzellanemail bilden. Damit ist der erste Überzug erzeugt worden. Ein zweiter, ähnlicher Prozeß liefert die endgültige Emaildeckung, wobei mit dem Wasser und Ton auch keramische Farben beigemischt werden. Sollte keine besondere Korrosionsbeständigkeit erforderlich sein, genügt zumeist die erste Emaillierung und dementsprechend muß auch das Färben im ersten Prozeß beigebracht werden. Die Gesamtstärke des Emailüberzuges liegt bei 0,005 bis 0,015 Zoll

(0,12 bis 0,36 mm). Die Kosten der Emaillierung belaufen sich auf \$ 1,20 bis 1,80 pro Quadratfuß (entspricht DM 55,00 bis 82,00 pro m<sup>2</sup>).

Die Stahlsorten, die für emaillierte Wandbleche betrachtet werden können, sind in der Regel kohlenhaltige Stähle (z. B. der von der United States Steel Corporation hergestellte „Vitrenamel“-Stahl der Güte ASTM—A 424—58 T, mit der folgenden chemischen Zusammensetzung: C 0,04 % max., Mn 0,20 %, P 0,015 %, S 0,040 %). Die Emaillierung wird an beiden Plattenoberflächen aufgebracht, um Korrosion von innen sowie eventuelle Verformungen infolge ungleicher Abkühlung zu vermeiden. Allerdings ist hierbei zu beachten, daß schon verhältnismäßig geringe Verformungen oder Ausbuchtungen eine sehr ungünstige und unregelmäßige Wirkung auf die Fassade hervorrufen können — ähnlich wie im Falle einer nicht ebenen Spiegelfläche. Deshalb können dünnere Bleche (0,91 bis 0,48 mm) nur in profilierter, geformter oder gewellter Form angewendet werden. Die verwendeten Blechdicken können aus Tafel 1 entnommen werden.

Tafel 1. Für Porzellanemaillierung verwendete Stahlbleche

US Standard Gage	Blechdicke		Gewicht kg/m <sup>2</sup>
	Zoll	mm	
14	0,0747	1,89	15,25
16	0,0598	1,52	12,20
18	0,0478	1,21	9,76
20	0,0359	0,91	7,32

Wie aus Bild 8 ersichtlich, wird die Biegefestigkeit der Wandplatten durch Porzellanemaillierung um etwa 60 % erhöht. Weiterhin gewährleistet die Emaillierung erhöhten Widerstand gegen Verwitterung, Abrieb und Feuer sowie Säuren und aggressive Dämpfe. Beachtenswert ist, daß die Entfernung radioaktiver Partikel von emaillierten Oberflächen verhältnismäßig einfach und mühelos durchführbar ist, daher sind emaillierte Vorhangwände für Gebäude und Industrieanlagen, wo radioaktive Substanzen behandelt werden und das Bauwerk radioaktiv vergiftet werden kann, besonders geeignet.

Emaillierte Wandtafeln werden vor allem in Hochglanz- oder Mattglanzausführung verwendet: je höher ihr Oberflächen-glanz

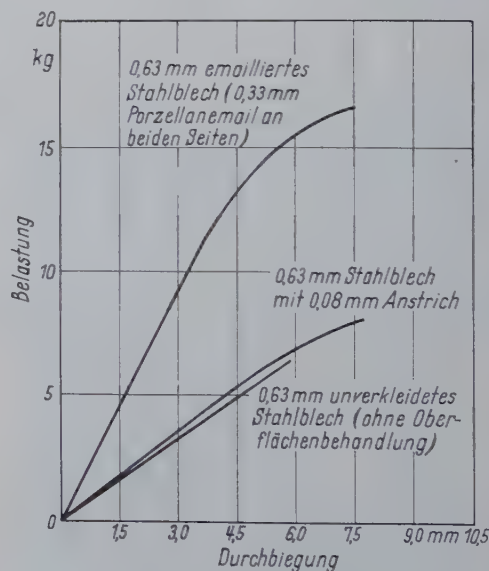


Bild 8. Einfluß der Porzellanemaillierung auf die Biegefestigkeit des Bleches

ist, um so weniger verunreinigen sie durch Flugstaub. Mattglanzausführungen sind für Außenwände nicht zu empfehlen, da sie durch angesammelten Staub ihre ursprüngliche Abtönung verlieren können.

In der Curtain-Wall-Bauweise findet auch der nichtrostende Stahl weitgehende Verwendung, und zwar vorwiegend als

- Außen- und Innenhaut einbaufertiger Wandelemente, und
- Hilfsraster für die Aufnahme von vorgefertigten Wandtafeln und Fenstern (Bild 13).



als Werkstoff wird üblicherweise Chrom-Nickel-Stahl (Werkstoffserie 300) oder nickelfreier Chrom-Stahl (Werkstoffserie 400) eingesetzt. In diesem Zusammenhang sei erwähnt, daß die Chrom-Nickel-Stähle einen hohen Korrosionswiderstand aufweisen und entsprechen daher praktisch sämtlichen Forderungen der Außenarchitektur, während die nickelfreien ferritischen Chrom-Stähle einer geringeren Korrosionsbeständigkeit wegen vorzugsweise in der Innenarchitektur Anwendung finden. Für Bauwerke, die durch aggressive Meeresluft und Industriatmosphäre besonders beansprucht werden, verwendet man molybdänhaltigen Stahl.

Aus Tafel 2 und 3 gehen die Zusammensetzung und einige mechanische Eigenschaften der von US Steel Corporation gelieferten nichtrostenden Stahlsorten hervor.

Tafel 2. Nichtrostende Stahlbleche

Blechdicke Zoll   mm		Gewicht kg/m²	Preisindex *)			Funktion in Vorhangwänden
			Breite cm			
			91	122	152	
0,078	1,98	16,01	1,00	1,02	1,10	gewalzte, lange und selbsttragende Elemente
0,063	1,60	12,81	0,82	0,84	0,90	
0,050	1,27	10,25	0,66	0,68	0,74	
0,038	0,96	7,69	0,51	0,53	0,58	gewellte und profilierte Bleche
0,031	0,79	6,41	0,44	0,46		
0,025	0,63	5,12	0,36	0,39		durch Isolierkern oder Aussteifungen versteifte Bleche
0,019	0,48	3,84	0,29	0,32		
0,016	0,41	3,20	0,25	0,29		
0,013	0,33	2,56	0,24			
0,010	0,25	2,08	0,22			

\*) Einheit auf Werkstoff Typ 302 mit Oberflächenbehandlung 2D oder 2B bezogen.

Tafel 3. Zusammensetzung und Festigkeitseigenschaften nichtrostender Stähle

ASTM- Bezeichnung	Werkstoff Typ	Chemische Zusammensetzung in Gew.-%	Schmelz- punkt °C	Festigkeitseigenschaften *)			Annähernd entsprechende deutsche Stahlgüten	
				Streck- grenze	Zug- festigkeit	Härte HB	Bezeichnung nach DIN 17 006	Werkstoff Nr.
ASTM-A 167-58	301	C 0,08 — 0,20 Cr 16,0 — 18,0 Ni 6,0 — 8,0	1400—1420	21,1	52,7	142		
	302	C 0,08 — 0,20 Cr 17,0 — 19,0 Ni 8,0 — 10,0	1400—1420	21,1	52,7	142	X 12 Cr Ni 18/8	4300
	316	C 0,08 max Cr 16,0 — 18,0 Ni 10,0 — 14,0 Mo 1,75 — 2,50	1370—1400	21,1	52,7	152	X 5 Cr Ni Mo 18/10	4401
ASTM-A 176-54	430	C 0,12 max Cr 14,0 — 18,0 Ni 0,60 max	1425—1510	24,6	49,2	142	X 8 Cr 17	4016
	442	C 0,35 max Cr 18,0 — 23,0 Ni 0,60 max	1425—1510	28,1	52,7	142		

\*) Mindestwerte angegeben

Die hier angeführten Stahlsorten besitzen eine verhältnismäßig hohe Festigkeit und dadurch wird die Verwendung dünner Bleche (3 bis 0,33 mm) ermöglicht. Hervorzuheben ist, daß der nichtrostende Stahl erheblich kostspieliger ist als z. B. der für die Emailierung angewendete Stahl, und auch dieser Gesichtspunkt läßt den Anteil der Wahl dünner Abmessungen erkennen. Im Bauwesen bettet die Gewichtsersparnis bekanntlich auch Wirtschaftlichkeit. Schwangsläufig ist aber mit dieser Tendenz das Problem des Ausblechens und der Verwerfungen verbunden, dem bei dünnen Stählen besondere Beachtung zu schenken ist. Im Verlauf der in der Hinsicht angestellten Versuche in der technischen Versuchsanstalt der Princeton Universität, bei denen Wandverkleidungselemente aus nichtrostendem Stahl eingehend untersucht worden sind, konnte im Hinblick auf die Verformung der Bleche folgendes festgestellt werden:

a) von besonderer Bedeutung ist die Verformung (Ausbeulen) nach Erwärmung, wobei zwischen Temperaturveränderung und Verformungen in erster Annäherung einfache Proportionalität besteht.

b) Formänderungen, die infolge Erwärmung von etwa 100 bis 200 °F (38 bis 50 °C) aufgetreten sind, gehen bei Abkühlung wieder zurück.

c) Verformungen (Ausbeulungen) sind als unzulässig zu betrachten, wenn das Verhältnis  $h/l$  (Sekantensteigung der ausgebeulten Fläche) den Grenzwert von 0,015 übersteigt (Bild 9). (Vgl. auch [4])

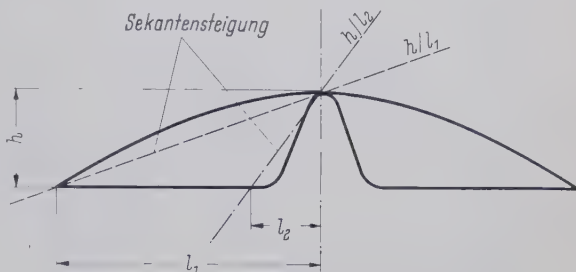


Bild 9. Ermittlung des Verformungsgrades bei zwei verschiedenen Ausbeulungen

Derartige Verformungen können durch verschiedene Maßnahmen vermieden oder beseitigt werden: man verwende möglichst kleine ebene Flächen und das ebene Stahlblech soll mit der dahinterliegenden Isolierschicht oder Kernplatte fest und wenn möglich durchgehend verbunden sein, oder es sind entsprechende Aussteifungen anzubringen (Tafel 4). Es empfiehlt sich, geformte oder profilierte Elemente vorzusehen (Bild 10). Infolge der hohen Dehnbarkeit des rostfreien Stahles läßt sich nämlich der Werkstoff gut verarbeiten und es ist durchwegs möglich, aus ihm die unterschiedlichste Profilierung durch Pressen herzustellen.

In der Regel wird der nichtrostende Stahl in kaltgewalzter Ausführung verwendet; es entsteht dabei eine matte, nichtglänzende Metalloberfläche. Der Glanz kann durch eine Schleif- oder Polier-

Tafel 4. Für Werkstoff Typ 302 empfohlene Höchstabstände der Aussteifungen

Blechedicke		Abstand der Plattenstützen oder Aussteifungen mm	
		Oberflächengüte	
Zoll	mm	No. 2B No. 4	No. 2D No. 6
0,038	0,96	142	190
0,031	0,79	119	157
0,025	0,63	94	124
0,019	0,48	74	96
0,016	0,41	61	81
0,013	0,33	40	63
0,010	0,25	38	50

behandlung nach Wunsch erhöht werden. Die Oberflächengüte wird zumeist nach Tafel 5 angegeben. Zusätzliche Oberflächenbehandlungen (wie z. B. die sogenannte „glazing“, eine Art von durchsichtiger Emailierung) verteuern die Konstruktion, ohne die Schönheit oder Korrosionsbeständigkeit der Oberfläche wesentlich zu erhöhen.



Tafel 5. Bezeichnung der Oberflächengüten für nichtrostende Stahlverkleidung

Oberflächengüte	Ausführung
No. 2D	Kaltgewalzte, vollkommen matte Oberfläche
No. 2B	Gewalzte Mattglanzausführung
No. 4	Hochglanzpolierte Fläche
No. 6	Geschliffene Oberfläche, wie No. 4, aber nicht auf hohen Glanz poliert

Es ist zu beachten, daß der rostfreie Stahl sich einwandfrei verschweißen läßt — zum Unterschied von kohlenhaltigem und emailliertem Stahl. Ferner besitzt er eine hohe Feuerbeständigkeit und behält sein schönes Aussehen unbegrenzt lange.

## 2.2. Bauliche Durchbildung

Die aus Stahl erstellten Außen- und Innenhautbleche werden mit einem entsprechend gewählten, dazwischenliegenden Isolierkern in einbaufertige Wandelemente zusammengebaut. Die Wandplatten werden in möglichst einheitlichen Typen hergestellt. In den USA können heute Plattenformate in genormten Abmessungen bestellt werden.

Die vollständig vorgefertigten Wandelemente werden in zwei Grundformen aufgebaut:

a) Schichtplatten (lamierte Sandwichplatten), bei denen die Hautbleche auf einen standfesten Isolierkern beiderseits geklebt oder gepreßt werden.

b) vollständig geschlossene, sogenannte Schachtelplatten, wobei das Isoliermaterial in sich nicht formbeständig ist, das zusammengestellte, korrosionsfest verschraubte oder verschweißte Wandelement aber durch die Aussteifungen oder Profilierung der Bleche, Abkantungen oder dgl. vollkommene Steifigkeit besitzt (Bild 10).

Der ideale Isolierstoff muß geringes Eigengewicht (etwa 15 bis 20 kg/m<sup>2</sup> bei 1 cm Plattendicke) und möglichst großen Wärmerwiderstand haben (Wärmedurchgangszahl kleiner als 1,20 Cal/m<sup>2</sup> · h · °C). Er soll steif, feuer- und korrosionsbeständig und in großen Abmessungen herstellbar sein. Isoliermaterialien werden in den USA als wirtschaftlich betrachtet, wenn sie weniger als 12 cents pro Quadratfuß bei 1 Zoll Dicke kosten (entspricht etwa DM 5,50 pro m<sup>2</sup> bei 1 Zoll Dicke). Die Wärmeleitzahlen und mechanischen Eigenschaften der am häufigsten verwendeten Isolier- und Dämmstoffe sind aus Tafel 6 zu entnehmen.

Von grundsätzlicher Bedeutung ist die Ausbildung der Montageanschlüsse und Abdichtungen, wobei die Frage der Belüftung der Wandplatten und der Ableitung des Kondenswassers besonders zu beachten ist. Der Metallkontakt zwischen Außen- und Innenoberfläche (Wärmebrücken) muß möglichst gering gehalten werden, um Wärmeleitung und örtliche Kondensation sowie Verunreinigungen durch Schwitzwasser zu verhindern.

Die Befestigung der Verkleidungselemente am Tragskelett soll in allen drei Richtungen einstellbar vorgesehen werden. Zudem haben diese Anschlüsse die Funktion, den Temperaturdehnungen des Stahlskeletts und der Wandkonstruktion, sowie dem Luftdruck nachzugeben.

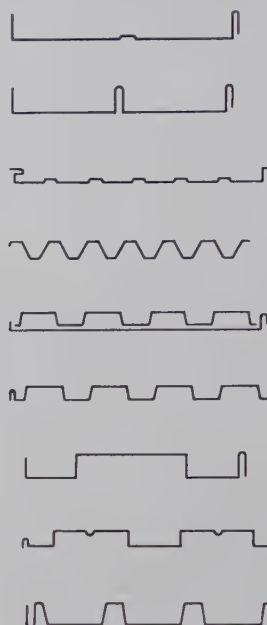


Bild 10.  
Ausführungsbeispiele  
profilierter Stahlbleche,  
die als Außenhaut der  
Wandelemente verwendet  
werden

Anschlußfugen und Plattenstöße können durch Versiegelung (Abdichtung mit einem Kunststoffband oder Abdeckung durch Deckleistenprofile), zusammenschließende Ausbildung (Verzahnung) der Stöße, oder Verguß wasserdicht gemacht werden (Bild 11). Die letzte benötigt jedoch eine laufende Erhaltung und besitzt eine kurze Lebensdauer und ist daher für stählerne Vorhangwände nicht zu empfehlen. Das im Wandtafelinneren abtropfende Kondenswasser wird durch Schwitzlöcher abgeleitet. Diese Ausbildung kommt in erster Linie bei mit nichtrostendem Stahl verkleideten Wandkonstruktionen in Betracht.

Andererseits kann die Kondensation durch entsprechende Belüftung verhindert werden. Bei Wandelementen aus emaillierten Blechen wird auf Belüftung und die Anwendung von Schwitzlöchern verzichtet und dagegen wird der Gesamtumfang der Platte mit einem Kunststoffband (aus Vinyl, Buna, Neopren und dgl.) versiegelt, während das Kondenswasser durch das im Platteninneren

Tafel 6. Zusammenstellung der in Vorhangwandkonstruktionen verwendeten Dämmstoffe

Isolierstoff	Gewicht kg/m <sup>2</sup> (bei 1 cm Dicke)	Plattendicke lieferbar mm	Wärmeleitzahl Cal/m · h · °C	Wärme- ausdehnung	Feuerbeständigkeit	Schutz vor Feuchtigkeit	Preis bei 1 Zoll Dicke	
							\$/□ Fuß	DM/m <sup>2</sup> (§ 1, — = DM 4,20)
Gipsbord	10,05	13—51	0,174	gering	nicht entflammbar	gering	0,12	5,49
Asbestzement mit Faserdämmstoffkern	7,21	17—51	0,050		nicht entflammbar	ausreichend	0,40	18,08
Marinite (Kalziumsilikat)	5,76	13—51	0,093		vortrefflich	gering	teuer	
Zement-Holzwohle (Heraklit)	4,42	51—76	0,056		nicht entflammbar	ausreichend	0,125	5,56
Schaumglas	1,44	51—127	0,048		nicht entflammbar	sehr gut	0,13	5,92
Papierzellenwaben mit Perlite-Füllung	1,34		0,048	groß	gering	ausreichend	0,16	7,21
Korkplatte	1,16	25—152	0,032		gering bis ausreichend	ausreichend		
Glaswohle	0,90	25—100	0,030		nicht entflammbar	gut	0,06	2,80
Aluminiumzellenwaben	0,77				nicht entflammbar	sehr gut	0,80	36,16
Papierzellenwaben	0,57	bis 100	0,072		entflammbar	ausreichend	0,12	5,49
Schlackenwohle	0,48		0,033	gering	vortrefflich	ausreichend	0,02	0,97
Polystyrol-Schaum	0,31		0,033		selbstausslöschend	ausreichend		
Bimsbeton	15,37		0,302		vortrefflich	gering		
Perlite-Beton	5,00		0,095		vortrefflich	gering		
Schaumbeton	4,80		0,074		vortrefflich	gut	0,10	4,52
Vermiculite-Beton	4,32		0,094		vortrefflich	gering		
Gespritzter Asbestüberzug	1,72	13—51	0,032		vortrefflich	gut		



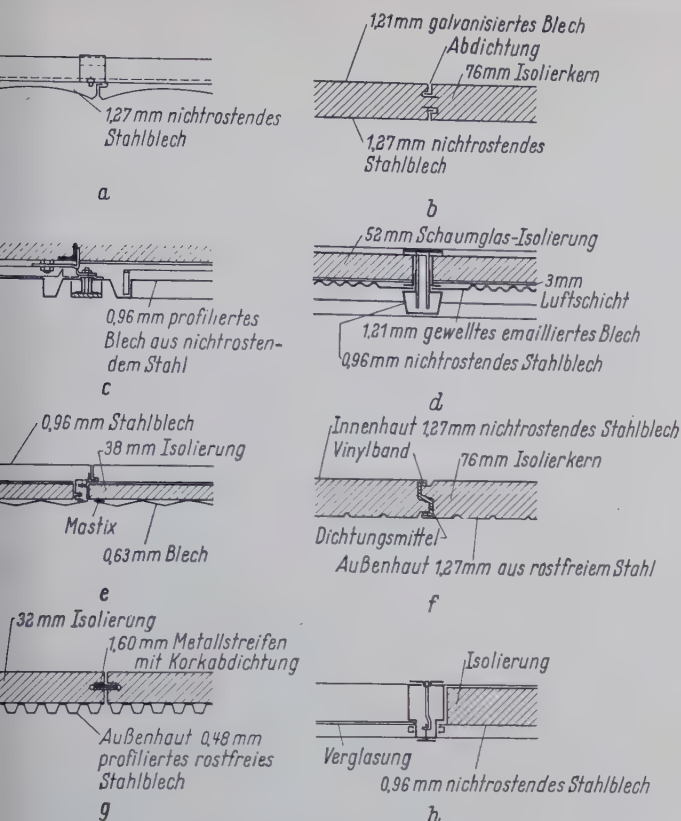


Bild 11. Typische Montagegestöße vorgefertigter Wandelemente

- a. Heppenstall Building, Pittsburgh
- b. Steelcraft
- c. Socony Mobil Building, New York
- d. RCA Cherry Hill Projekt (Horizontalschnitt)
- e. Truscon Warehouse, Baltimore
- f. Fenestra Typ C
- g. Hauserman Plant, Cleveland
- h. Knapp Brothers Building, New York

angeordnete lotrechte Rohrsystem bis zum Erdgeschoß herabgeleitet wird. Diese Durchbildung gewährt wohl keine vollkommen hermetische Dichtung, sie verhindert jedoch den Eintritt von Schmutz, Fremdkörpern und Regenwasser und gibt gleichzeitig dem innerhalb der Platte auftretenden Luftdruck nach.

Bezüglich der architektonischen Fassadengestaltung bieten die vorgefertigten Wandverkleidungselemente vielfältige Möglichkeiten (Bild 12).

Die Montage der Wandtafeln erfolgt von außen oder von innen, je nach Bauvorgang und Baustelleneinrichtung. Mehrgeschoßhohe, selbsttragende Elemente werden vorzugsweise von außen her montiert, während die an Hilfsrahmen oder Rastern zu befestigenden Wandtafeln von innen abgebracht werden.

### 3. Erhaltung und Kosten

Als besonderer Vorteil der stählernen Wandverkleidungselemente wird angeführt, daß sie praktisch keine Erhaltung benötigen. Die

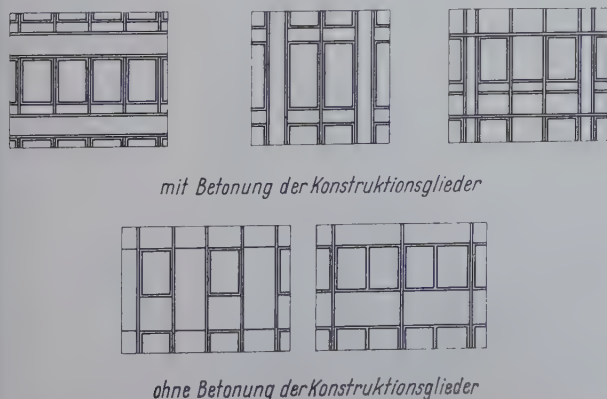


Bild 12. Fassadengestaltung mit Fertigwandelementen

Oberflächen müssen, je nach ihrer Güte, lediglich vom angesammelten Schmutz und Staub befreit werden. Bei Bauwerken, die nicht in Industriegebieten liegen, oder wo die Luft verhältnismäßig rein ist, sollten sich die Außenwände durch das Regenwasser selbst reinigen; in Großstädten und unter aggressiver Atmosphäre erfolgt das Reinigen durch einfaches Arbeiten mit Wasser und Seife oder entsprechenden Reinigungsmitteln. Zu beachten ist dabei, daß bei nichtrostenden Stahloberflächen nur die Benützung einer weichen Bürste oder eines weichen Lappens gestattet ist: Drahtbürsten oder dergleichen dürfen nicht verwendet werden, weil sonst die Ablagerung feiner Eisenpartikel örtliche Fremdstoffbildung verursachen kann.

Bei vollklimatisierten Gebäuden, die keine beweglichen Fenster besitzen, und bei modernen Hochhäusern, wird die Reinigung der Außenfront zumeist von einer geeigneten Arbeitsbühne her ausgeführt. Als Beispiel für diese Art der Reinigung sei das Lever-Haus in New York genannt, wo ein Kranwagen auf einer Gleisanlage ringsum die Dachfläche umfahren kann und mittels zweier Konsolen und Drahtseilen eine Arbeitsbühne bewegt (Bild 13). Die Auf- und Abbewegung der Arbeitsbühne, die an den Gebäudestützen geführt wird, ist durch Druckknöpfe steuerbar; nach Beendigung der Reinigung eines lotrechten Fensterfeldes wird die Bühne in die nächste Fensterreihe umgeschaltet. Außer Betrieb werden Kranwagen und Arbeitsbühne in der Dachmitte abgestellt, so daß sie von der Straße nicht bemerkbar sind.

Auch durch entsprechend gewählte Fassadenausbildung können die Außenwände für Reinigungszwecke erreichbar gemacht werden (Bilder 14 a, 14 b).

Reparaturkosten können für nichtrostende Stahlverkleidung außer Betracht bleiben.

Die Lebensdauer stählerner Wandverkleidungselemente beträgt mindestens 40 bis 60 Jahre.

Für Curtain-Wall-Elemente wird in der Regel der Quadratmeterpreis angegeben. Mit Stahlblech verkleidete Wandtafeln sind derzeit als wirtschaftlich zu betrachten, wenn ihr Preis einbaufertig nicht mehr als \$ 4,50 pro Quadratfuß (etwa DM 206,00 pro m<sup>2</sup>) für porzellanemailierte Bleche und \$ 5,50 pro Quadratfuß (DM 252,00 pro m<sup>2</sup>) für nichtrostende Stahlplatten beträgt. Zur richtigen Beurteilung der Wirtschaftlichkeit sind noch weitere Faktoren zu berücksichtigen, wie Gesamtkostenaufwand, Gewichtsersparnis im Tragskelett, Zuwachs an Bodennutzungsfläche, kurze Montagezeit, usw. Ein Durchschnittspreis von \$ 9,47 pro Quadratfuß (DM 433,00 pro m<sup>2</sup> Wandoberfläche) ergab sich im Jahre 1957 für fertig montierte Metallwände in New York, inbegriffen Montagekosten, Installationen und Klimaanlage, Profit, usw.

### 2.4 Ausführungsbeispiele

Zunächst wird eine Zusammenstellung bekannter und charakterisierender amerikanischer Stahlskelettbauten gegeben, bei denen stählerne Wandverkleidung verwendet wurde (Tafel 7).

### 3. Richtlinien und Bestimmungen

#### 3.1 Lastannahmen

Das Eigengewicht der Wandelemente ist veränderlich je nach Baustoff und Konstruktionsart; durchschnittlich wiegen stählerne Wandtafeln etwa 5 bis 15 Pfund/Quadratfuß, also ungefähr 25 bis 74 kg/m<sup>2</sup>.

Die Windbelastung wird im allgemeinen mit 145 kg/m<sup>2</sup> senkrecht zur Wandoberfläche angenommen.

#### 3.2 Wärmedämmung und Luftschallschutz

Der Mindestwert des Wärmeschutzes wird auf die Vermeidung der Tauwasserbildung an der Innenseite der Außenwände gegründet; in der Regel wird aber mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit des Heizbetriebes sowie der Klimaanlage ein verbesserter Wärmeschutz vorgesehen. Für stahlverkleidete Wandelemente wird eine Wärmedurchgangszahl von 0,240 bis 0,740 Cal/m<sup>2</sup> · h · °C empfohlen und sie soll den Wert von 1,00 Cal/m<sup>2</sup> · h · °C nicht überschreiten.

Der geforderte Luftschallschutz ist von der Funktion des Gebäudes abhängig; für Industriebauten genügt ein Mindestschallschutz von 25 bis 30 db, während für die Außenwände repräsentativer Hochbauten etwa 50 bis 55 db vorgeschrieben wird. Die Erfüllung der Anforderungen an Wärmeschutz bringt üblicherweise auch die erforderliche Schalldämmung mit sich.



Tafel 7. Zusammenstellung der Wandverkleidungen bekannter amerikanischer Stahlskelettbauten

	Gebäude	Jahr der Vollen- dung	Architekt	Bild	Preis der einbaufertigen Wandtafeln		Wandverkleidung			Gewicht der Wand- elemente kg/m <sup>2</sup>	Wärme- durchgangs- zahl Cal/m <sup>2</sup> · h · °
					\$/□Fuß	DM/m <sup>2</sup>	Außenhaut	Isolierung	Innenhaut		
1	Truscon Warehouse Baltimore, Md.	1949		11 e			0,63 mm Typ 302 nicht. Stahlblech Oberflächengüte 2 D	38 mm Glaswolle	0,96 mm Blech mit Anstrich		0,54
2	525 William Penn Place, Pittsburgh. Pa.	1952	Harrison & Abramovitz, New York	—			0,96 mm Typ 302 nicht. Stahlblech 2 B	—	Betonrückwand		
3	General Motors Technical Center Detroit, Mich.	1953	Saارين & Saارين	—			Emailliertes Blech	51 mm Papier- zellenwaben mit Perlite-Füllung	Emailliertes Blech	32,9	0,8
4	Gateway Center Pittsburgh, Pa.	1953	Irvin Clavan, Eggers & Higgins New York	—			Typ 430 rostfreie Stahlplatte mit 0,79 mm Dicke, 2 D	25 mm Gasbeton	125 mm Perlite-Beton		1,12
5	Lever House New York, N. Y.	1953	Skidmore, Owings & Merrill New York	13			Hitzebeständiges Drahtglas an Typ 302 Stahlrahmen	100 mm Leicht- beton und 52 mm Schaumglas	—		
6	Lutheran Brotherhood Bldg. Minneapolis, Minn.	1955	Perkins & Will Chicago	18			1,52 mm emailliertes Vitrenamel-Blech	52 mm Schaumglas	1,21 mm Blech mit galv. Überzug		
7	Socony Mobil Building, New York	1955	Harrison & Abramovitz, New York	5 a, 5 b, 5 c, 11 c			0,96 mm Typ 302 nicht. geformtes Stahlblech, 2 D	18 mm Luftsicht	Leichtbeton- Rückwand		
8	First Federal Savings & Loan Association Bldg. Philadelphia, Pa.	1958	Thalheimer & Weitz, Philadelphia	15			1,52 mm emailliertes Stahlblech	Metall- zellenwaben	0,79 mm galvanisiertes Stahlblech		
9	Sheraton Hotel, Philadelphia, Pa.	1956	Perry, Shaw, Hepburn & Dean, Boston	2 a, 2 b,			Emailliertes Stahlblech	Luftsicht	Aufmauerung bis Brüstungshöhe		
10	RCA Cherry Hill Pro- jekt, Camden N.J.	1955	Vincent G. Kling Philadelphia	4 a, 4 b, 11 d	3,00	137,30	1,21 mm gewelltes emailliertes Blech	3 mm Luft, 52 mm Schaumglas	Emailliertes Stahlblech	31,8	0,73
11	Pottstown Spital Pottstown, Pa.	1955	Vincent G. Kling Philadelphia	14 a, 14 b			1,52 mm emailliertes Stahlblech	18 mm Sperrholzkern	0,91 mm Aluminiumfolie		
12	Inland Steel Bldg. Chicago, Ill.	1957	Skidmore, Owings & Merrill	19			1,27 mm Typ 302 nicht. Blech 2 D	32 mm Schaumglaskern in 127 mm Betonrückwand			
13	First Security Bank Salt Lake City, Utah		Arbeits- gemeinschaft				Porzellanemail- Blech			58,6	
14	US Steel Corp. General Office, Homestead, Pa.		Hoffman & Crumpton, Pittsburgh	16			0,63 mm nicht. Riffelblech gekop- pelt mit 0,79 mm galv. Blech	32 mm Glaswolle	0,63 mm Stahl- blech m. Anstrich		
15	Mutual Trust Life Insurance Building, Chicago, Ill.		Perkins & Will, Chicago	17							
16	Ford Central Staff Building, Dearborn, Mich.		Skidmore, Owings & Merrill New York		4,25	194,50	1,52 mm emailliertes Blech	Aluminiumzel- lenwaben Kern- platte und 52 mm Schaumglas	1,21 mm galv. Blech	36,6	0,73
17	Hauserman Plant Cleveland, Ohio	1950	G. S. Rider Co.	11 g			0,48 mm gewelltes rostfr. Blech Typ 302 u. 430, 2 B	70 mm Schlackenwolle	Stahlblech mit Anstrich		
18	Union Carbide Building, New York, N. Y.	im Bau	Skidmore, Owings & Merrill New York	20			Profiliertes Blech aus nicht. Stahl	Asbestzellen- wabenkern			

### 3.3 Feuerbeständigkeit

In den Vereinigten Staaten bestehen keine einheitlichen feuerschutztechnischen Bestimmungen und die geltenden Vorschriften beziehen sich kaum auf moderne Metallwandkonstruktionen. Die Ausarbeitung von möglichst einheitlichen Richtlinien ist in vielen Staaten und Großstädten im Gange (Städte wie z. B. New York, Chicago, Philadelphia usw. haben ihre eigenen baupolizeilichen und feuerschutztechnischen Bestimmungen, die mit den staatlichen Vorschriften nicht immer übereinstimmen). Im Rahmen dieser kurzen Abhandlung kann nur festgestellt werden, daß die Wandverkleidungsplatten selbst nicht entflammbar sein dürfen, und sie müssen, je nach Umständen, einem sogenannten ein- oder zweistündigen Feuer mit einer Temperaturentwicklung von 927 °C und 1010 °C, und unmittelbar danach einem Wasserdruck von 145 kg/m<sup>2</sup> ohne merkliche Verformungen Widerstand leisten.

Erinnert sei daran, daß die Vorhangwände keine Konstruktionslasten tragen und daher spielt das Tragskelett im Hinblick auf die Feuersicherheit die wichtigere Rolle.

### 4. Schlußbemerkung

Die modernen Wandtafelkonstruktionen haben ästhetische und praktische Vorteile. Auf ihre Korrosionsbeständigkeit und Schönheit des Aussehens wurde bereits hingewiesen.

Vom praktischen Standpunkt seien erwähnt: Ersparnis an Gewicht (Curtain-Walls wiegen etwa 28 bis 75 kg/m<sup>2</sup>, während Steinmauern 350 bis 650 kg/m<sup>2</sup> Eigengewicht haben), und daher Einsparung an Kosten des Tragskeletts; infolge des erheblichen Zuwachses an Bodennutzungsfläche wird eine erhöhte Bauwerksrentabilität erzielt (die Dicke der Fertigteilwand beträgt nur 5 bis 13 cm, die von Ziegelmauern vergleichsweise 21 bis 40 cm, bei einem Hochhaus mit einer Grundfläche von z. B. 40 × 60 m und 18 Stockwerken bedeutet das den beträchtlichen Zuwachs an Nutzungsflächen der Geschoßdecken von mehr als 500 m<sup>2</sup>).

Bei vorgefertigten Metallwandplatten ist der Wärmeverlust etwa 50 % geringer als bei herkömmlicher Bauweise. Reparaturarbeiten und das Auswechseln der Wandelemente — sollte es überhaupt in Frage kommen — sind einfach und schnell durchführbar. Eine nachträgliche Erweiterung oder Änderung des Gebäudes ist jederzeit einwandfrei auszuführen.

Curtain-Walls können keineswegs nur für Hochhäuser, sondern auch für Wohnungsbauten, Schulen, Geschäftsgebäude (Bilder 15, 17), Industrieanlagen (Bild 16), Spitäler (Bilder 14 a und 14 b) und dgl. zweckmäßig verwendet werden.

Bezüglich der künftigen Entwicklung kann folgendes festgehalten werden: Es ist eine weitgehende Typisierung und Normung der Abmessungen, Farben und Oberflächengüten zu erwarten. Dies er-





Bild 13. Reinigen der Außenfront des Lever-Hauses in New York

ermöglicht die Errichtung von zahlreichen Bauwerken, die keiner besonderen Außenarchitektur bedürfen (Industrieobjekte, Büro- und Geschäftsgebäude usw.). Auch die auch in den USA noch verhältnismäßig kostspielige Verkleidung mit nichtrostendem Stahl gewinnt stets an Interesse. Große Aufmerksamkeit wird der Verwendung von Stahlzellendecken im Zusammenhang mit der Stahl-blettbauweise und mit den stählernen Wandverkleidungselementen gewidmet; erinnert sei nur daran, daß in einem Hochhausprojekt zahlreiche Anschlüsse der Außen- und Innenwände, Trennwände und Decken auszubilden sind.

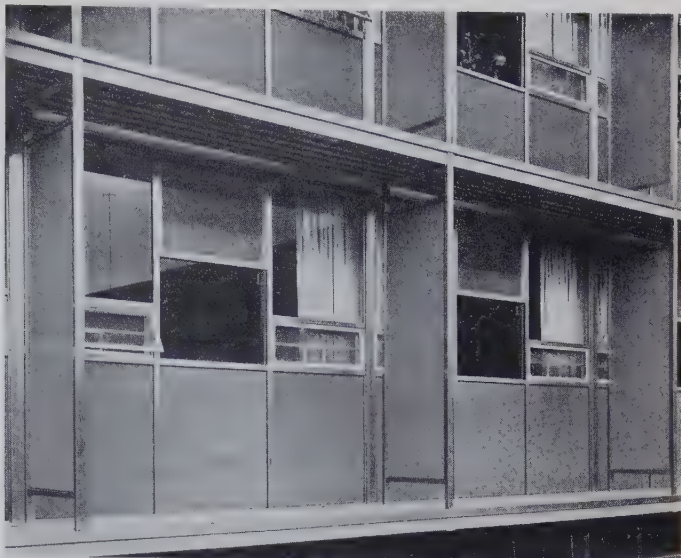


Bild 14b. Fassadenausbildung des Pottstown-Spitals



Bild 15. First Federal Savings and Loan Association Building in Philadelphia (Architekt: Thalheimer u. Weitz, Philadelphia)

Die lange Reihe von bedeutenden Neubauten und die immer zunehmende Zahl der neu geplanten modernen Stahlhochbauten Amerikas legen Zeugnis davon ab, daß diese Art der Wandausbildung sich erfolgreich bewährt hat.



Bild 14a. Spital in Pottstown, Pennsylvania (Architekt: Vincent G. Kling, Philadelphia)





Bild 16. Bürogebäude der United States Steel Corporation in Homestead, Pennsylvania (Architekt: Hoffman u. Crumpton, Pittsburgh)



Bild 17. Mutual Trust Life Insurance Building in Chicago (Architekt: Perkins u. Will, Chicago)



Bild 18. Lutheran Brotherhood Building, Minneapolis, Minnesota (Architekt: Perkins u. Will, Chicago)

#### Schrifttum

- [1] Anders, H.: Nichtrostender Stahl im Bauwesen. Der Stahlbau 28 (1959) H. 1 S. 26/27.
- [2] Block, C. F.: The Story of Curtain Wall Construction. American Artisan, Januar 1952.
- [3] Curtain Walls of Stainless Steel. Eine Studie, die dem Committee of Stainless Steel Producers, American Iron and Steel Institute, 1955 vorgelegt wurde.
- [4] Curtain Walls Research Project. Versuchsergebnisse, die dem Committee of Stainless Steel Producers, American Iron and Steel Institute, 1957 von der Princeton Universität vorgelegt wurden: Study No. 1. Technical Data on

- the Use of Stainless Steel for Curtain Walls. Study No. 2. Joints in Metal Curtain Wall Construction. Study No. 3. A New Joint System for Metal Wall Facing. Study No. 4. A Reflective Method for Testing Flatness and Thermal Buckling of Metal Panels. Study No. 5. Curtain Wall Costs. Study No. 6. Thermal Behavior of Metal Curtain Walls.
- [5] Davison, R. L. und Wright, H.: Thin Lightweight Curtain Walls. Architectural Forum, März 1950.
- [6] Giant on the Tracks. Architectural Forum, August 1957, S. 142/145.
- [7] Inland's Steel Showcase. Architectural Forum, April 1958, S. 88/93.
- [8] Kirkland, W. G.: The Future of Metal Curtain Wall Construction. Aus einem Vortrag, gehalten an der Tagung der Structural Engineers Association of California, 1956.





Bild 19. Inland Steel Building in Chicago  
(Architekt: Skidmore, Owings u. Merrill, New York—Chicago)



Bild 20. Das Konzept des Union Carbide Building in New York  
(Architekt: Skidmore, Owings u. Merrill, New York—Chicago)

- [1] Krapfenbauer, R.: Stahlbauten und moderne Wandverkleidungselemente in den USA. Stahlbau-Rundschau 4 (1958) H. 2.  
[2] Lescaze, W.: Porcelain Enamel Curtain Walls, Design Recommendations. Architect and Engineer, Juli 1954.  
[3] Lever House complete. Architectural Forum, Juni 1952, S. 102/111.  
[4] New York's Biggest Building in 25 years. Architectural Forum, Januar 1955, S. 86/92.  
[5] Pittsburgh Glass-Clad Curtain Wall Systems. Herausgegeben von der Pittsburgh Plate Glass Company, 1959.

- [6] Walls of Steel. Herausgegeben von der United States Steel Corporation.  
[7] Weiss, W.: Der Neubau des Lever-Hauses in New York. Bauingenieur 27 (1952) H. 10 S. 371/374.  
[8] Weiss, W.: Der Neubau des Socony Mobil Building in New York. Bauingenieur 31 (1956) H. 5 S. 167/171.  
[9] Weiss, W.: Der Neubau des Seagram Buildings in New York. Bauingenieur 32 (1957) H. 10 S. 377/381.

## Der Einfluß der Drillkopplung auf das Biegedrillknicken und die Kippstabilität von Trägern mit doppelsymmetrischem Querschnitt

Von Dr.-Ing. H. Witte, Darmstadt

DK 624.075.3

### Einleitung

In der DIN 4114, Blatt 1, Abschnitt 15.2 findet sich ein Hinweis auf die aussteifende Wirkung von „biege- und drillsteifen, an beide Enden angeschlossenen Quersteinen“, die den Wölbwiderstand von Stäben erhöhen. Einen umfassenden Überblick über dieses Problem gibt H. Hertel [1], indem er die „Drillkopplung“ als neues Verfahren des Leichtbaues einführt, wobei die Anwendung über das Gebiet der Stabilitätstheorie hinausgeht. In diesem Aufsatz findet man insbesondere verschiedene konstruktive Vorschläge für die Ausführung der Kopplung (DBP angem.). Im folgenden Beitrag soll der Einfluß der Koppelglieder auf die Stabilität von Stäben mit offenem, doppelsymmetrischem und nicht drehfreiem Querschnitt untersucht werden. Hierbei wird auch die Möglichkeit der Koppelglieder selbst berücksichtigt.

### Das Stabilitätskriterium

Für den in Bild 1 dargestellten Träger mit allgemeiner, jedoch zur Mitte symmetrischer Belastung lautet nach E. Chwalla [2] das energetische Indifferenzkriterium mit den Bezeichnungen aus DIN 4114:

$$\delta(\delta^2 II) = \delta \int_0^l D d\zeta = 0 \dots \dots \dots (1)$$

worin

$$D = \frac{1}{2} EC_M \vartheta'^2 + \frac{1}{2} GJ_D I^2 \vartheta'^2 + \frac{1}{2} EJ_Y u''^2 - \nu_K \left[ M_x I^2 \vartheta u'' + \frac{1}{2} P I^2 (u'^2 + i_p^2 \vartheta'^2) + \frac{1}{2} P I^4 v \vartheta^2 \right] \text{ ist.} \quad (2)$$

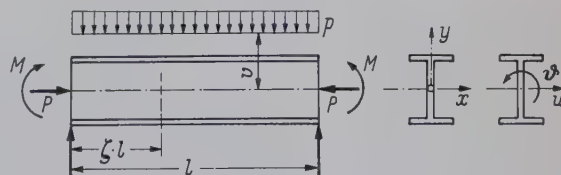


Bild 1. System und Belastung

$\vartheta(\zeta)$  gibt den Verlauf des Drillwinkels an,  
 $u(\zeta)$  den Verlauf der seitlichen Auslenkung.

Die hierfür zu wählenden Ritzschen Lösungsansätze müssen die geometrischen Randbedingungen erfüllen.



## 3. Untersuchung einiger einfacher Fälle

Als erstes wird ein  $\perp$ -Träger betrachtet, dessen Enden in Gabeln gelagert sind. In den Drittelpunkten sind Koppelglieder angeordnet, welche die gegenseitige seitliche Verdrehung der Flansche behindern. Diese Behinderung wird dargestellt durch gegengleiche unbekannte Momente  $X$ , die an den Flanschen angreifen (Bild 2).

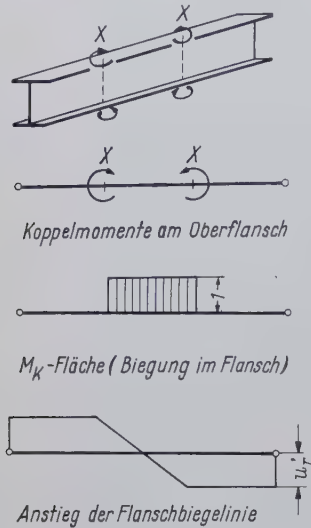


Bild 2. Koppelmomente

Die Verformung des Grundzustandes (ohne Drillkopplung) wird beschrieben durch

$$\vartheta_0 = a \sin \pi \zeta \quad (3)$$

und 
$$u = b l \sin \pi \zeta \quad (4)$$

Die seitliche Verschiebung der Flansche ist

$$u_F = \pm \frac{h}{2} \vartheta \quad (5)$$

Durch die Momente  $X$  wird der erste Differentialquotient der Flanschbiegeline

$$u_r' = \frac{l}{3 E J_y} \quad (\text{Bild 2}) \quad (6)$$

Führt man als Kennzeichnung der Steifigkeit des Koppelgliedes den Wert

$$\kappa = \frac{1}{G J_{DK}} \quad (7)$$

ein, wobei  $J_{DK}$  die Torsionssteifigkeit des Koppelgliedes darstellt, so erhält man die Bestimmungsgleichung für  $X$  aus der Verformungsbilanz an den Koppelstellen:

$$X \frac{l}{3 E J_y} + X \kappa \frac{h}{2} + a \frac{\pi}{4} \cdot \frac{h}{l} = 0 \quad (8)$$

und somit

$$X = - \frac{a}{l} \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{\frac{2l}{3 E J_y h} + \kappa} \quad (9)$$

Mit dem Beiwert

$$\varphi_1 = \frac{\frac{1}{E J_y} \cdot \frac{l}{h}}{\frac{1}{E J_y} \cdot \frac{l}{h} + \frac{3}{2} \kappa} = \frac{\frac{l h}{E C_M}}{\frac{l h}{E C_M} + 6 \kappa} \quad (10)$$

der das Steifigkeitsverhältnis zwischen Träger und Koppelglied kennzeichnet, erhält man den Verlauf des Drillwinkels mit

$$\vartheta_I = a \left[ \sin \pi \zeta - \frac{\pi}{2} \varphi_1 \zeta \right] \quad \text{für } 0 \leq \zeta \leq \frac{1}{3} \quad (11)$$

$$\vartheta_{II} = a \left[ \sin \pi \zeta + \frac{\pi}{2} \varphi_1 \left( 3 \zeta^2 - 3 \zeta + \frac{1}{3} \right) \right] \quad \text{für } \frac{1}{3} \leq \zeta \leq \frac{1}{2} \quad (12)$$

$$\vartheta_I' = a \pi \left[ \cos \pi \zeta - \frac{1}{2} \varphi_1 \right] \quad (13)$$

$$\vartheta_{II}' = a \pi \left[ \cos \pi \zeta + \frac{1}{2} \varphi_1 (6 \zeta - 3) \right] \quad (14)$$

$$\vartheta_I'' = a \pi^2 [\sin \pi \zeta] \quad (15)$$

$$\vartheta_{II}'' = a \pi^2 \left[ \sin \pi \zeta - \frac{3}{\pi} \varphi_1 \right] \quad (16)$$

Für ein starres Koppelglied wird  $\varphi_1 = 1$ , wobei  $\vartheta'$  an den Stellen  $\zeta = \frac{1}{3}$  und  $\zeta = \frac{2}{3}$  verschwindet. Mit den Gleichungen (4) und (11) bis (16) erhält man die für das Stabilitätskriterium benötigten Integrale:

$$\int_0^1 \vartheta^2 d\zeta = (0,5000 - 0,6080 \varphi_1 + 0,1852 \varphi_1^2) a^2 \quad (17)$$

$$\int_0^1 \vartheta'^2 d\zeta = (0,5000 - 0,6080 \varphi_1 + 0,1944 \varphi_1^2) \pi^2 a^2 \quad (18)$$

$$\int_0^1 \vartheta''^2 d\zeta = (0,5000 - 0,6080 \varphi_1 + 0,3040 \varphi_1^2) \pi^4 a^2 \quad (19)$$

$$\int_0^1 \vartheta u'' d\zeta = (0,5000 - 0,3040 \varphi_1) \pi^2 a b l \quad (20)$$

$$\int_0^1 u'^2 d\zeta = 0,5000 \pi^2 b^2 l^2 \quad (21)$$

$$\int_0^1 u''^2 d\zeta = 0,5000 \pi^4 b^2 l^2 \quad (22)$$

Der Einfluß der Drillkopplung wird untersucht für die einfache Belastung des Trägers  $M = \text{konst.}$  In Bild 3a ist das Verhältnis  $\frac{M_K}{M_{K_0}}$  für einen Träger aus einem Normalprofil  $\perp 30$  bei verschiedenen Trägerlängen  $l$  dargestellt.

$M_K$  ist das kritische Kippmoment bei der Drillkopplung in den Drittelpunkten in Abhängigkeit von dem Steifigkeitsverhältnis  $\varphi_1$  zwischen Trägerprofil und Koppelglied.  $M_{K_0}$  ist das kritische Kippmoment ohne Drillkopplung.

Für den Fall  $\varphi_1 = 1$  (starres Koppelglied) kann der Ansatz (11) (12) ersetzt werden durch den Ansatz

$$\vartheta = a \left( \sin \pi \zeta + \frac{1}{6} \sin 3 \pi \zeta \right) \quad (23)$$

Hierbei ist nur die geometrische Bedingung  $\vartheta' = 0$  an den Koppelstellen berücksichtigt. Die Differenz der Kippmomente, die aus den beiden Ansätzen berechnet werden, beträgt ca. 3 %.

Die Drillkopplung ist am wirksamsten an den Stellen, an denen  $\vartheta'$  groß ist. Beim einfachen Balken ist dies an den Stabenden der Fall.

$$\text{Hierfür ist } \vartheta = a [\sin \pi \zeta - \pi \varphi_2 (\zeta - \zeta^2)] \quad (24)$$

$$u = b l \sin \pi \zeta \quad (25)$$

$$\text{mit } \varphi_2 = \frac{\frac{l h}{E C_M}}{\frac{l h}{E C_M} + 2 \kappa} \quad (26)$$

Dieser Fall ist bereits erfaßt in der Formel für das Biegedrillknicken in der DIN 4114, Blatt 2, Abschnitt Ri 10.12. Dabei ist der Grad der Wölbbehinderung durch den Wert  $\beta_0$  dargestellt. Bei dieser Formel, wie auch bei der erweiterten Formel für das Kippen bei Biegung und Normalkraft, die vom Verfasser im Jahre 1957 veröffentlicht wurde [3], war man jedoch darauf angewiesen, den Wert  $\beta_0$  zu schätzen. Der hier benutzte Näherungsansatz aus einer Sinusfunktion und einem Polynom bringt im Vergleich zu der in [3] angegebenen Lösung für das berechnete Beispiel eine Abweichung von maximal 3 %. Der geringe Fehler zeigt, daß die Berechnung mit den hier benutzten Ansätzen hinreichend genau ist. In Bild 3b

ist wieder das Verhältnis  $\frac{M_K}{M_{K_0}}$  in Abhängigkeit von  $\varphi_2$  dargestellt. Als Beispiel diene wieder ein Träger  $\perp 30$  mit konstanter Momentenbelastung.

Für einen Träger, an dessen Enden die Verwölbung verhindert ist, liegen die Stellen der wirksamsten Drillkopplung in den Viertelpunkten. Für diesen Fall gelten die Ansätze

$$\vartheta_I = a [\sin^2 \pi \zeta - 2 \pi \varphi_3 \zeta^2] \quad \text{für } 0 \leq \zeta \leq \frac{1}{4} \quad (27)$$

$$\vartheta_{II} = a \left[ \sin^2 \pi \zeta + 2 \pi \varphi_3 \left( \zeta^2 - \zeta + \frac{1}{8} \right) \right] \quad \text{für } \frac{1}{4} \leq \zeta \leq \frac{1}{2} \quad (28)$$

mit

$$\varphi_3 = \frac{\frac{l h}{E C_M}}{\frac{l h}{E C_M} + 8 \kappa} \quad (29)$$



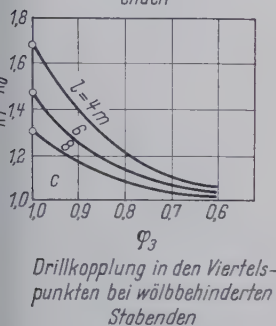
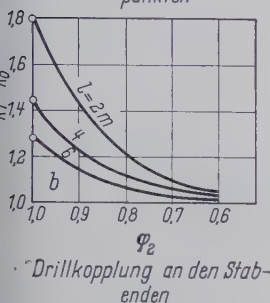
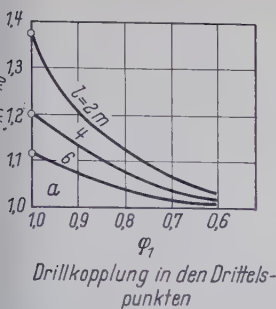


Bild 3. Erhöhung der kritischen Momente durch die Drillkopplung

an. Für Normalprofile I und IP dürfte die günstigste Form durch eingeschweißte I-Profile erreicht werden (Bild 4).

Für das gewählte Beispiel eines Trägers aus einem I 30 werden für Kopplung zwei Profilabschnitte I 12 benutzt, die an der Koppel-

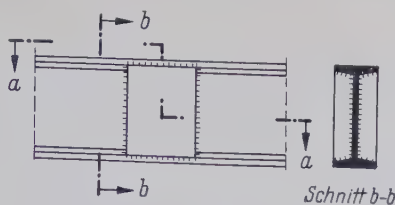


Bild 4. Anordnung des Koppelgliedes

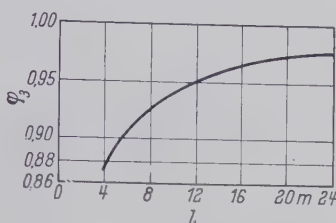


Bild 5. Abhängigkeit des Wertes φ₃ von der Trägerlänge

Die Auswertung dieses Falles für das Beispiel I 30 mit  $M = \text{konst.}$  ist in Bild 3 c dargestellt.

Die Ergebnisse zeigen, daß bei  $1 \leq \varphi \leq 0,9$  eine recht wirksame Erhöhung der Kippstabilität eintritt. Es liegt daher nahe, zu untersuchen, inwieweit diese Größenordnung für  $\varphi$  erreicht werden kann.

#### 4. Die Steifigkeit der Koppelglieder

Hertel [1] gibt verschiedene Arten für die Ausbildung der Kopplung an. Für die Ausbildung der Kopplung an. Für die Ausbildung der Kopplung an. Für die Ausbildung der Kopplung an.

stelle das I-Profil zu einem geschlossenen Kastenprofil mit der Breite „b“ (Flanscbreite) machen. Hierfür wird  $J_{DK} = 1110 \text{ cm}^4$ . Die Abhängigkeit der Größe  $\varphi$  von der Trägerlänge ist im Bild 5 dargestellt. Hier sieht man, daß bei den für die Kippstabilität interessanten Längen  $l \geq 10 \text{ m}$  der Wert  $\varphi$  nicht viel von dem Wert 1 abweicht.

#### 5. Die praktische Berechnung

Der Fall der Drillkopplung in den Drittelpunkten war nur im Zusammenhang eines Überblickes interessant. Der an zweiter Stelle behandelte Fall kann mit den bekannten Formeln der DIN 4114,

Ri 10.12 und [3] gelöst werden, wobei  $\beta_0 \approx 1 - \frac{\varphi_2^4}{2}$  ist.

Für den letztbehandelten Fall mit vollkommener Wölbbehinderung an den Stabenden, Drillkopplung in den Viertelpunkten und Gabelagerung der Stabenden wird nachstehend die Kippbedingung in Determinantenform angeschrieben. Als Belastung sind hierbei eine Normalkraft  $P$ , eine Gleichstreckenlast  $p$  und gleichgroße Stabendmomente  $M^*$  berücksichtigt (siehe Bild 1).

$$\begin{vmatrix} G_a & G_{ab} \\ G_{ab} & G_b \end{vmatrix} = 0 \quad (30)$$

mit

$$G_a = EC_M \pi^2 (2,0000 - 3,2424 \varphi_3 + 1,6212 \varphi_3^2) + G_{JD} l^2 (0,5000 - 0,8106 \varphi_3 + 0,3333 \varphi_3^2) - \nu_K \left[ P l^2 i_p^2 (0,5000 - 0,8106 \varphi_3 + 0,3333 \varphi_3^2) + p l^4 \frac{v}{\pi^2} (0,3750 - 0,5950 \varphi_3 + 0,2360 \varphi_3^2) \right] \quad (31)$$

$$G_b = \frac{1}{2} [E J_y \pi^2 - \nu_K P l^2] \quad (32)$$

und

$$G_{ab} = -\nu_K [M l^2 (0,4244 - 0,3364 \varphi_3) + p l^4 (0,0478 - 0,0290 \varphi_3)] \quad (33)$$

#### Schrifttum

- [1] Hertel, H.: Die Drillkopplung, ein neues Verfahren des Leichtbaues zur Erzielung steifer Körper. Konstruktion 10 (1958) H. 10 S. 381/394.
- [2] Chwalla, E.: Über die Kippstabilität querbelasteter Druckstäbe mit einfach-symmetrischem Profil. Federhofer-Girkmann-Festschrift, Wien 1950, Verlag Franz Deutke.
- [3] Witte, H.: Die Kippstabilität querbelasteter Druckstäbe mit einfach-symmetrischem Querschnitt. Stahlbau 26 (1957) H. 12 S. 380/381.

## Untersuchungen an Turbogeneratoren auf Stahlfundamenten<sup>1)</sup>

Berichtet von Dipl.-Ing. Gernot Simon, Darmstadt

DK 621.165 — 218 : 699.842

### Anlaß der Untersuchungen

Anlaß der Untersuchungen waren Schadensfälle, die 1955 beim Einsetzen eines Turbogenerators aufgetreten waren. Die Untersuchungen erstreckten sich auf das Schwingungsverhalten sechs verschiedener Maschinensätze, von denen zwei auf Stahl- und vier auf betonischen gegründet sind. Der beschädigte Satz unterschied sich von früher aufgestellten ähnlichen Anlagen durch die Art seiner Flanschkupplungen — starre Flanschkupplungen gegenüber den früheren Zahnkupplungen — und durch die Stahlgründung. Die im Vergleich untersuchten Turbosätze wiesen mit einer Ausnahme ebenfalls starre Kupplungen auf.

### Theoretische Grundlagen und Meßergebnisse

#### Das Einmassensystem

Theoretischen Ausgangspunkt der Untersuchungen bilden die erzwungenen Schwingungen des allgemein bekannten Einmassensystems mit und ohne Dämpfung. Diese Vereinfachung ist zulässig, wenn die Grundfrequenz der Tischplatte über der Betriebsdrehzahl liegt. Bezeichnet man die Systemmasse mit  $m$ , die Federkonstante mit  $c$  und die Dämpfungskonstante mit  $k$ , so gilt für den Schwingung  $v$  in Abhängigkeit von der Zeit  $t$  bei freien Schwingungen die Differentialgleichung

$$\frac{d^2 v}{dt^2} + 2\beta \cdot \frac{dv}{dt} + \omega^2 v = 0,$$

<sup>1)</sup> Nach Schöff, K. und Krieb, K.-H.: Schwingungserscheinungen an Turbogeneratoren mit Stahlfundamenten. VDI-Zeitschrift 100 (1958) H. 36, S. 1739; (1959) H. 2, S. 55; H. 4, S. 117.

wobei  $\beta = \frac{k}{2m}$  die Abklingkonstante und

$$\omega = \sqrt{\frac{c}{m} - \beta^2}$$

die Kreisfrequenz bedeuten.

Unter der auch hier geltenden Voraussetzung schwacher Dämpfung ist deren Einfluß auf die Kreisfrequenz zu vernachlässigen. Selbst bei stärkerer Dämpfung gilt mit sehr guter Näherung

$$\omega \approx \sqrt{\frac{c}{m}}.$$

Im Falle einer Erregung durch eine harmonisch veränderliche Kraft  $P(t) = P_0 \sin \Omega t$  mit konstanter Amplitude  $P_0$  lautet die Differentialbeziehung

$$\frac{d^2 v}{dt^2} + 2\beta \cdot \frac{dv}{dt} + \omega^2 v = \frac{P_0}{m} \sin \Omega t.$$

Sieht man von den Einschwingvorgängen ab, so schwingt ein harmonisch erregtes System bei der Dauerschwingung im Takt der Anregung mit der Amplitude

$$a = v_{\max} = \frac{P_0}{m} \cdot \frac{1}{\sqrt{(\omega^2 - \Omega^2)^2 + 4\beta^2 \Omega^2}}.$$

Wirkt als Erregerkraft eine Masse  $M$ , die sich im Abstand  $e$  auf einer Kreisbahn mit der Winkelgeschwindigkeit  $\Omega$  um eine Achse



bewegt, so spricht man von einer Unwuchterregung. Die Erregerkraft ist in diesem Falle gegeben durch

$$P(t) = M e \Omega^2 \sin \Omega t.$$

Die Amplitude der Dauerschwingung hat dann die Größe

$$a = \frac{M e}{m} \cdot \frac{\Omega^2}{\sqrt{(\omega^2 - \Omega^2)^2 + 4 \beta^2 \Omega^2}}.$$

Je nachdem, ob man die Erregung durch eine Kraft konstanter Amplitude oder durch eine Unwuchtkraft zugrunde legt, ergeben sich verschiedene Resonanzkurven, das sind Kurven  $a\left(\frac{\Omega}{\omega}\right)$ . In den Bildern 1 und 2 sind derartige Kurven einander gegenübergestellt.

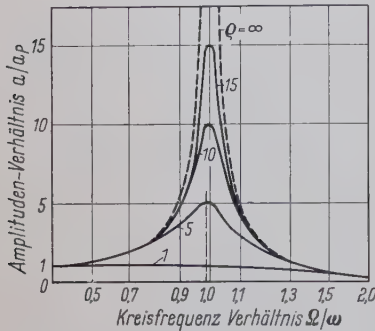


Bild 1. Resonanzkurven des Einmassensystems bei erzwingender Kraft mit konstanter Amplitude  $P_0$ , Kurvenparameter  $q = \frac{aR}{a_p}$   
 $a_R$ : Resonanzamplitude,  $a_p$ : Statische Auslenkung unter  $P$

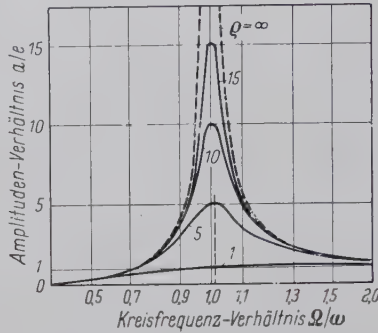


Bild 2. Resonanzkurven des Einmassensystems bei Unwuchterregung  
Kurvenparameter  $q = \frac{aR}{e}$

## 2.2 Der freie Stab

Ein besseres Modell als das Einmassensystem stellt für die Schwingungsuntersuchungen stabförmiger Gebilde der freie Stab dar. Als stabförmiges Gebilde können dabei sowohl die umlaufende Welle als auch die Tischplatte mit den Maschinengehäusen aufgefaßt werden, sofern ihre untersten Eigenfrequenzen merklich unter der Betriebsdrehzahl liegen. Das ist heute die Regel. Das Modell des freien Stabes gestattet z. B. die qualitative Untersuchung von Nebeneinflüssen und läßt Schlüsse auf das Schwingungsverhalten bei höheren Eigenfrequenzen zu.

Die Differentialgleichung der freien Biegeschwingung eines Stabes von konstantem Querschnitt lautet beim Fehlen einer Dämpfung [3] S. 20

$$EJ \cdot \frac{\partial^4 v(x, t)}{\partial x^4} + \mu \cdot \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial t^2} = 0.$$

Hierbei ist  $v$  wieder der Schwingweg,  $t$  die Zeit,  $EJ$  die Biegesteifigkeit des Stabes mit der Massenbelegung  $\mu$  und  $x$  der Ort des betrachteten Punktes auf dem Stabe.

Mit  $v(x, t) = v(x) \sin \omega t$  erhält man die totale Differentialgleichung

$$EJ \cdot \frac{d^4 v(x)}{dx^4} - \mu \omega^2 v(x) = 0,$$

mit der allgemeinen Lösung

$$v(\xi) = C_1 \cosh \lambda \xi + C_2 \sinh \lambda \xi + C_3 \cos \lambda \xi + C_4 \sin \lambda \xi$$

mit  $\lambda = l^4 \cdot \sqrt{\frac{\mu \omega^2}{EJ}}$  und  $\xi = \frac{x}{l}$ .

Der freie Stab hat die Randbedingungen  $v'''(0) = v'''(l) = 0$  und  $v''(0) = v''(l) = 0$ , d. h., die Stabenden müssen frei von Biegemomenten und Querkraften sein. Aus diesen Randbedingungen ergibt sich seine Frequenzgleichung zu

$$\cosh \lambda \cos \lambda - 1 = 0.$$

Die Frequenzgleichung hat die Wurzeln

$$\lambda_1 \approx 4,730$$

$$\lambda_n \approx (2n + 1) \cdot \frac{\pi}{2} \quad \text{für } n = 2, 3, 4 \dots$$

Will man die Amplituden  $a = v_{\max} = v$  beim Vorhandensein einer harmonischen Erregerkraft  $P(t) = P_0 \sin \Omega t$  und einer schwachen Dämpfung mit der Dämpfungskonstanten  $\beta = \frac{k}{2\mu}$  ermitteln — wie das oben beim Einmassensystem geschehen ist — so entwickelt

man am zweckmäßigsten die Erregerkraft nach den Eigenschwingungsformen, vergl. [3] S. 68 ff.

Die Eigenschwingungsformen des freien Balkens erhält man durch Einsetzen der Randbedingungen in die allgemeine Lösung der Differentialgleichung bis auf den konstanten Faktor  $B$  zu

$$v(\xi) = \frac{-B}{\sinh \lambda - \sin \lambda} \left[ (\cosh \lambda - \cos \lambda) (\sinh \lambda \xi + \sin \lambda \xi) - (\sinh \lambda - \sin \lambda) (\cosh \lambda \xi + \cos \lambda \xi) \right].$$

Am Stabende ist  $v(0) = 2B$ .

Im Resonanzbereich — die Eigenfrequenzen werden durch eine schwache Dämpfung nur unwesentlich verschoben — errechnet sich der Schwingungsausschlag infolge der Erregerkraft  $P(t)$  am Stabende nach

$$v(0) \approx \frac{4P_0}{\mu l} \cdot \frac{1}{\sqrt{(\omega_i^2 - \Omega^2)^2 + 4\beta^2 \Omega^2}},$$

einem Ausdruck, der den beim Einmassensystem erhaltenen Ergebnissen sehr ähnlich ist.

Im Resonanzgipfel selbst ist mit

$$\Omega = \omega_i \quad v_R(0) \approx \frac{2P_0}{\mu l \beta \Omega}.$$

Außerhalb des Resonanzbereiches macht sich eine Dämpfung nur wenig bemerkbar und man kann rechnen mit

$$v(0) \approx \frac{4P_0}{\mu l} \cdot \left( \frac{1}{\Omega^2 - \omega_i^2} + \frac{1}{\omega_{i+1}^2 - \Omega^2} \right).$$

Hierbei sind für  $\omega_i$  und  $\omega_{i+1}$  die der untersuchten Frequenz zunächstliegenden Eigenfrequenzen einzusetzen. An sich wäre statt der Summe aus zwei Gliedern eine unendliche Reihe mit allen  $\omega_i$  anzusetzen. Wenn die Eigenfrequenzen weit genug auseinanderliegen, überwiegen aber in dieser Reihe die hier angegebenen Glieder, so daß die restlichen Glieder der Reihe meist vernachlässigt werden können. Das entsprechende gilt für den Resonanzbereich.

Beim Auftreten einer Unwuchterregung ist wieder

$$P(t) = M e \Omega^2 \sin \Omega t.$$

Man erhält damit als Amplitude im Resonanzgipfel

$$v_R(0) \approx \frac{2M e \Omega}{\mu l \beta}.$$

Während also bei einer Kraft konstanter Amplitude die Ausschläge in den Resonanzgipfeln mit der Frequenz abnehmen, nehmen sie bei Unwuchterregung linear zu. Unterschiede in der Dämpfung wirken sich nur in Resonanznähe aus.

Auf den Bildern 3 und 4 sind Resonanzkurven des freien Stabes für die Erregung mit einer Erregerkraft konstanter Amplitude und für Unwuchterregung aufgetragen.

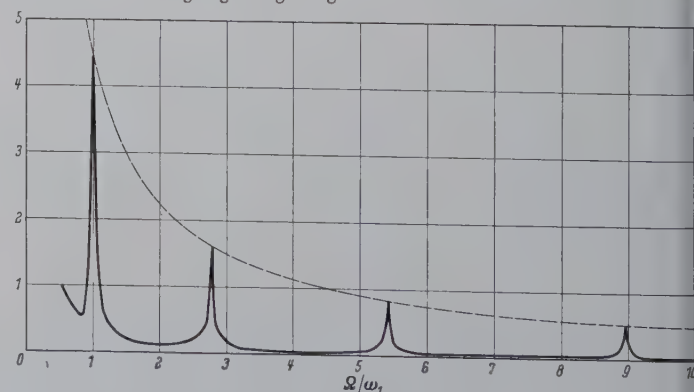


Bild 3. Resonanzkurve des freien Stabes bei erzwingender Kraft mit konstanter Amplitude  $P_0$  am Stabende

Daß das Schwingungsverhalten der Welle oder des Fundaments durch den freien Stab so gut wiedergegeben wird, rührt u. a. daher, daß der Einfluß der federnden Unterstüzungen — bei den Welle die ölgepolsterten Lagerstellen, beim Fundament die Stützen — auf die Eigenfrequenzen mit deren zunehmender Höhe immer geringer wird. Am einfachsten läßt sich das am elastisch gebetteten Balken aufzeigen.



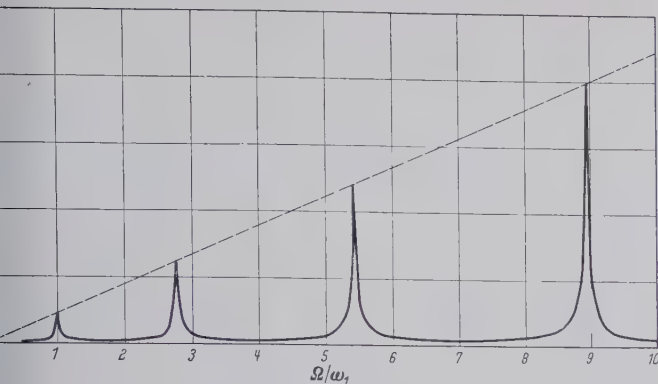


Bild 4. Resonanzkurve des freien Stabes bei Unwuchterregung am Stabende

Die Differentialgleichung der ungedämpften freien Schwingungen eines elastisch gebetteten Stabes lautet

$$EJ \cdot \frac{\partial^4 v(x, t)}{\partial x^4} + \mu \cdot \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial t^2} + c v(x, t) = 0,$$

wobei  $c$  die Federzahl der Bettung pro Längeneinheit (Bettungsmodul) bedeutet.

Mit dem Ansatz  $v(x, t) = v(x) \sin \omega t$

ergibt man 
$$EJ \cdot \frac{d^4 v(x)}{dx^4} - (\mu \omega^2 - c) v(x) = 0.$$

Lösung dieser Differentialgleichung lautet wieder

$$v(\xi) = C_1 \cosh \lambda^* \xi + C_2 \sinh \lambda^* \xi + C_3 \cos \lambda^* \xi + C_4 \sin \lambda^* \xi.$$

Wobei ist 
$$\lambda^* = l^4 \cdot \sqrt{\frac{\mu \omega^2 - c}{EJ}}.$$

Lösung der Differentialgleichung für den elastisch gebetteten Stab entspricht also ganz der Lösung für den Stab ohne elastische Bettung. Bei wachsendem  $\omega$  schwindet in dem Ausdruck für  $\lambda^*$  mehr die Bedeutung von  $c$ , so daß sich  $\lambda$  von  $\lambda^*$  praktisch nicht mehr unterscheidet.

Ein analoger Nachweis läßt sich auch für federnde Einzelstützen durchführen; er ist allerdings etwas umständlicher und soll deshalb hier nicht mehr erörtert werden.

#### Die Erregungskräfte

Es erhebt sich nun die Frage, ob es angebracht ist, mit der Unwuchterregung zu rechnen. Zweifellos ist diese Betrachtungsweise exakter und deshalb stets bei der genaueren Untersuchung von Einzelfällen heranzuziehen. Dennoch befriedigt sie auch dort nicht völlig, als die mit zunehmender Drehzahl zu erwartende Zunahme der Resonanzamplituden im allgemeinen nicht beachtet werden kann. Selbst mit einer Unwuchterregung ist es nicht schwierig, höhere Eigenfrequenzen überhaupt nur anzuregen, für eine völlig befriedigende Erklärung noch aussteht.

Die für die Fundamentausbildung maßgeblichen Vorschriften nach DIN 4024 ist eine andere Abhängigkeit der Erregerkraft von der Drehzahl angegeben. Die Vorschrift geht davon aus, daß schneller laufende Maschinen besser ausgewuchtet werden als langsam laufende und führt hierfür den Begriff der Wuchtgüte ein. Danach ist die Erregerkraft anzusetzen

$$P(t) = M e \Omega \sin \Omega t.$$

Betrachtungsweise der Vorschrift ist offenbar dort am Platze, wo es sich um allgemeine Untersuchungen handelt, wie z. B. die Festlegung der dynamischen Ersatzkräfte für die nicht ausgeglichenen Wuchten. Die Erweiterung dieses Verfahrens in bezug auf die Größe der Anlagen erscheint ebenfalls sinnvoll.

Maschinen größerer Leistung sind im allgemeinen schwerer als Maschinen kleinerer Leistung. Die Steifigkeiten der Maschinen und der Unterstützungskonstruktion nehmen hingegen aus Gründen der Wirtschaftlichkeit nicht in gleichem Maße zu. Daraus ergibt sich, daß Fundamentsteifigkeit mit zunehmender Leistung der Anlagen immer mehr abnimmt, so daß immer mehr Eigenfrequenzen unterhalb der Betriebsdrehzahl liegen. Diese Eigenfrequenzen müssen dann auch immer dichter zusammenrücken.

Dennoch laufen die großen Sätze oft noch ruhiger als die kleinen. Obwohl nach den Kurven für die Unwuchterregung mit immer

größeren Ausschlägen zu rechnen wäre, wenn sich die Betriebsdrehzahl relativ zu den Eigenfrequenzen nach oben verschiebt. Erst wenn man annimmt, daß die weichen Rotoren der größeren Sätze besser ausgewuchtet werden als die harten Rotoren der kleinen Sätze, wird der ruhige Lauf der großen Anlagen eher erklärlich. Nach [2] ist diese Erscheinung möglicherweise auch auf die höhere Lagerpressung unter den schweren Rotoren zurückzuführen.

Für die Erregerkraft wäre demgemäß zu rechnen mit

$$P(t) = \frac{m}{M} e \Omega \sin \Omega t,$$

wobei  $m$  eine feste Bezugsgröße und  $M$  die Rotormasse bedeuten.

Trotzdem erscheint es ratsam, die Unterstützungskonstruktion des Maschinensatzes nicht zu weich auszubilden, sondern sie — insbesondere im Hinblick auf die auch im Betrieb einzuhaltende sehr genaue Ausrichtung des Maschinenaggregates — ausreichend steif zu bemessen. Bei einem etwaigen Generatorkurzschluß können ganz erhebliche Kräfte und Momente auftreten, die das Fundament möglichst schon in der Tischplatte aufnehmen soll, ohne daß es auf Grund der dabei auftretenden Verformungen zu Schäden an der Anlage kommen darf. In diese Richtung zielen auch die Forderungen, die von den Maschinenherstellern in jüngster Zeit wieder erhoben werden.

#### 2.4 Der Einfluß der Winkelbeschleunigung

Während bei den bisherigen Betrachtungen eine unendlich langsame Änderung der Drehzahlen angenommen war, beschäftigen sich weitere theoretische Untersuchungen mit der Verschiebung der Eigenfrequenzen und der Veränderung der Resonanzüberhöhung, wenn mit veränderlicher, gleichmäßig zu- oder abnehmender Drehzahl gefahren wird [1].

Eine solche Geschwindigkeitsänderung hat bei sonst gleichbleibenden Verhältnissen (Massen, Elastizität, Dämpfung) jedoch nur geringen Einfluß auf das Schwingungsverhalten auch im Resonanzbereich. Ein nennenswerter Einfluß ist allenfalls beim raschen Anfahren zu erwarten. Hingegen macht es kaum noch einen Unterschied, ob beim Abfahren eine Eigenfrequenz etwa in 10 sec oder in einer Minute durchfahren wird. Andererseits ist es eine Frage, ob beim Auf- und Abfahren tatsächlich die gleichen Verhältnisse vorliegen, vor allem hinsichtlich der Dämpfung, worüber später noch zu sprechen sein wird.

#### 2.5 Die Orthotropie der Lagerung

Die Tatsache, daß es auch beim langsamen Durchfahren einer Resonanzstelle nicht zu unendlich oder auch nur unverhältnismäßig großen Ausschlägen kommt, hat aber neben der Dämpfung vermutlich noch andere Gründe. Sehr wesentlichen Einfluß hat wahrscheinlich die Orthotropie der Lagerfederung [2]:

Die Maschinensätze laufen durchweg auf druckölgeschmierten Gleitlagern, wobei der zwischen Wellenzapfen und Lagerschale befindliche Ölfilm sowohl federnde als auch dämpfende Eigenschaften aufweist.

Die Federungs- und Dämpfungseigenschaften sind in horizontaler und vertikaler Richtung verschieden — daher die Bezeichnung orthotrope Lagerung, die allgemein auf in rechtwinklig zueinander stehenden Richtungen unterschiedliche Lagerfederungen angewandt wird.

Die Orthotropie der Lagerung kann ferner von der unterschiedlichen Steifigkeit des Lagerbockes und des Fundamentes in der vertikalen und der horizontalen Schnittebene herrühren.

Diese Unterschiedlichkeit der Federungen reicht allein bereits aus, um im Resonanzzustand der Welle deren Ausschläge zu begrenzen, ohne daß hierfür eine Dämpfung benötigt wird. Die Rechnung liefert sogar das Ergebnis, daß beim Einwirken einer Dämpfung die Ausschläge der Welle größer werden als ohne Dämpfung.

#### 2.6 Unwuchteinflüsse

Von größtem Einfluß auf die Laufruhe im Betriebszustand sind zweifellos die Exzentrizitäten des Laufzeuges. Diese Exzentrizitäten durch sorgfältiges Auswuchten auf ein Mindestmaß zu reduzieren, ist eine sehr wichtige Aufgabe der Maschinenlieferanten. Sie wird um so wichtiger und um so schwieriger dadurch, daß auch die Wellen der Rotoren im Zuge der Fortentwicklung der Technik



immer weicher werden. Das Auswuchten in den Endebenen der Rotoren genügt daher heute höchstens noch bei kleinen Sätzen. Im allgemeinen wird man dagegen in mehr Ebenen auswuchten müssen.

Dennoch kann es beim Anfahren und unter Umständen auch beim Abfahren temporär zur Entstehung sogenannter wandernder Unwuchten kommen, die ihre Ursache in thermischen Verkrümmungen des Turbinenläufers haben. Thermische Verkrümmungen können aus den verschiedensten Gründen zustande kommen, z. B. durch unregelmäßige Abstrahlung von der Läuferoberfläche, wenn sie unterschiedlich beschaffen ist (Rostansatz). Weiterhin geben u. U. zusammengesetzte Läufer (aufgezogene Scheiben oder andere geflanschte oder aufgeschrumpfte Läufer Teile) Anlaß zu einer ungleichmäßigen Durchwärmung, wenn die Schrumpfsitze nicht ganz gleichmäßig passen. Bei Einstückläufern können Inhomogenitäten im Material zu Verkrümmungen führen. Alle diese Ursachen lassen sich auch bei einer Warmlaufprobe im Werk nicht völlig beseitigen.

Im Generator können wandernde Unwuchten entstehen durch ein geringfügiges Verrutschen der Generatorwicklungen und durch die Trocknungsvorgänge in der Generatorisolierung bei der Inbetriebnahme. Die Schleuderprobe in den Werkstätten geht meistens über einen zu kurzen Zeitraum, um alle derartigen Möglichkeiten auszuschließen.

Es kann daher mit einiger Berechtigung gesagt werden, daß es beim Auftreten von starken Unruhen an Turbogeneratoren fast stets verlohnt, deren Ursache, d. h. die Exzentrizitäten des Laufzeuges durch Nachwuchten zu verringern. Derartige Maßnahmen haben in der Regel erheblich mehr Erfolg als Versuche, eine Anlage durch Anbringen oder Wegnehmen von Massen am Fundament aus einem angenommenen Resonanzzustand herauszubekommen.

Zu Unwuchten kann es im Laufe der Zeit auch bei bis dahin ganz einwandfrei laufenden Anlagen durch Erosion der Turbinenschaufeln oder dadurch kommen, daß das Kesselspeisewasser nicht völlig salzfrei ist, so daß sich Salzablagerungen bilden.

Ein Vorteil des Stahlfundamentes ist es, daß es auf Grund seiner Nachgiebigkeit Unwuchten sehr frühzeitig anzeigt, bevor diese zu ernsthaften Schäden führen. Diese Indikatorwirkung zeichnet es auch vor dem tief abgestimmten Betonfundament aus, das aus statischen Gründen die gleiche Verformungsfähigkeit nicht aufweisen kann.

## 2.7 Eigenschwingungsformen

Weitere Untersuchungen beschäftigen sich mit den Eigenschwingungsformen des Wellensystems, um hieraus gewisse Rückschlüsse auf die Lage der für die Schadensentstehung ursächlichen Unwuchten ziehen zu können. Zu diesem Zwecke wurden die Eigenschwingungsformen zunächst theoretisch errechnet und dann — soweit dies möglich war — gemessen. Der recht mühevollen Berechnungsgang bereitet keine grundsätzlichen Schwierigkeiten und ist nicht wiederzugeben. Die Rechnung ist unter der Annahme starrer Lagerung durchgeführt. Diese Annahme weicht merklich von der in Wirklichkeit vorhandenen elastisch nachgiebigen Lagerung ab. Es kommt deshalb zu stärkeren Abweichungen zwischen den errechneten und den gemessenen Schwingungsformen.

Die Messungen wurden in der Weise durchgeführt, daß man die Gehäuseoberteile abnahm und die Wellenstränge durch einen Unwuchterreger anregte. Ob hierbei die Druckölschmierung in Gang war, ist nicht ersichtlich, wegen der aufgedeckten Welle aber kaum anzunehmen. Hierin liegt eine weitere Ungenauigkeitsquelle, da der im Betriebszustand vorhandene Ölfilm die Federungs- und Dämpfungseigenschaften der Lager in bezug auf die Welle erheblich beeinflußt.

Auf den Bildern 5 und 6 sind die gerechneten Eigenschwingungsformen den gemessenen Verformungslinien gegenübergestellt.

Die Untersuchung der Schwingungsformen gibt schließlich noch Auskunft über den Einfluß der Kupplungsart auf das Schwingungsverhalten. Während eine starre Flanschkupplung bei der Anfahrt und bei der Abfahrt in gleicher Weise arbeitet, ist die Wirkung der losen Zahnradkupplung bei Auf- und Abfahrt verschieden, je nachdem, welche Zahnflanke anliegt. Dadurch weisen Maschinensätze mit Zahnradkupplungen beim Abfahren oft ein anderes Eigenfrequenzspektrum auf als beim Anfahren.

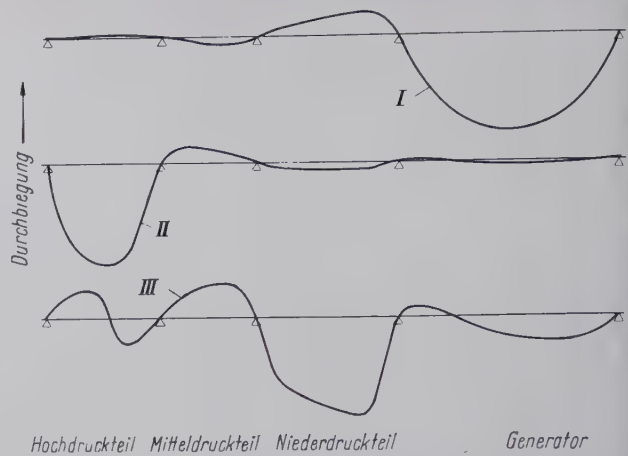


Bild 5. Gerechnete Verformungslinien für die ersten drei Eigenkritischen Wellensysteme

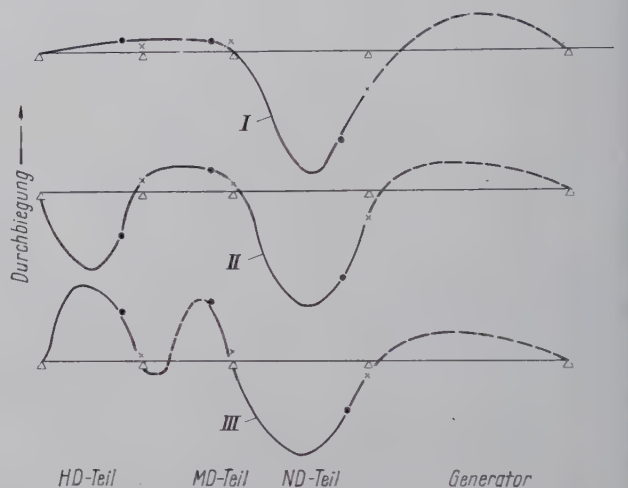


Bild 6. Gemessene Verformungslinien für die ersten drei Eigenkritischen Wellensysteme von Bild 5

Auf die gleichen Ursachen ist es auch zurückzuführen, daß bei Maschinen mit Zahnradkupplung vielfach ein mit der Belastung — also der Leistungsabgabe — veränderliches Verhalten beobachtet wird. Eine rechnerische Berücksichtigung dieser Einflüsse erscheint kaum möglich, was recht nachteilig ist. Andererseits hat eine Zahnradkupplung den Vorteil, daß die Zahnflanken aufeinanderreiben und dadurch die Bewegungen dämpfen.

## 2.8 Die Bewegung des Wellenzapfens im Lager

Andere Messungen dienten der Feststellung der tatsächlichen Wellenbewegung. Es sollte ermittelt werden, ob sich die Welle als umlaufende starre Kurve („Bauchumlauf“), in Form einer Biegeschwungung, oder in Kombination beider Möglichkeiten bewegt. Die Messungen ergaben, daß die Welle als nahezu starre Kurve umläuft.

Wegen der Orthotropie der Lagerung bewegt sich der Mittelpunkt des Wellenzapfens im Lager während einer Umdrehung jedoch nicht auf einer Kreisbahn sondern auf einer Ellipse. Die Hauptachsen der Ellipse liegen schief, wobei sich die Lage des Achsenmittelpunktes (Bewegungsmittelpunkt), der Neigungswinkel und das Achsenverhältnis dieser Ellipse sowohl mit der Frequenz als auch mit der Fahrtrichtung (An- oder Abfahrt) ändern, wie es auf Bild 7 dargestellt ist.

Besonders bemerkenswert erscheint es hierbei, daß bei der Anfahrt der Bewegungsmittelpunkt der Welle im Lager aus seiner tiefsten Lage nach oben steigt und bei der Abfahrt aus seiner höchsten Lage nach unten sinkt. Aus dieser Bewegung folgt nach amerikanischen Messungen [4] eine wesentlich geringere Ölfilmdämpfung bei der Abfahrt im Vergleich zur Anfahrt. Der große Unterschied in den Dämpfungseigenschaften des Ölfilms wird



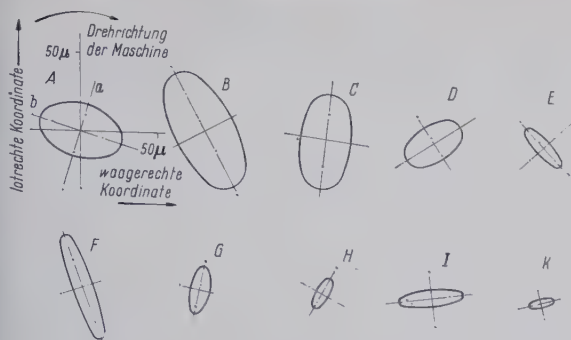


Bild 7. Beim Anfahren an der Welle eines Niederdruckläufers gemessene Bewegungsellipsen

sentliche Ursache für das unterschiedliche Schwingungsverhalten der Maschinensätze bei der Auf- oder der Abfahrt angesehen, da kleinere Dämpfungen beim Resonanzdurchgang größere Ausschläge lassen können.

Auf Grund dieses Ergebnisses wird gefordert, daß die Anlagen möglichst großen System-Dämpfungen gebaut werden, da der Werkstoffdämpfung nur geringe Bedeutung zukommt. Ferner wird im Gegensatz zu den bisherigen Auffassungen empfohlen, beim Abfahren der Maschinensätze möglichst langsam mit der Drehzahl nach unten zu gehen.

### Die Kopplung von Welle und Fundament

Schließlich werden noch theoretische Untersuchungen über das Zusammenwirken von Maschinenanlagen und Unterstützungskonstruktion angestellt. Fundament und Maschinenanlage sind dabei vereinfacht als Zweimassensystem aufgefaßt. Im Unterschied zu ähnlichen früheren Arbeiten [5], [6] wird hier aber wieder mit der Unwuchterregung gerechnet, während früher eine Kraft konstanter Amplitude angenommen war.

Es wird eine an der Wellenmasse  $m_1$  angreifende Unwuchterregerkraft

$$P(t) = m_1 e \Omega^2 \sin \Omega t$$

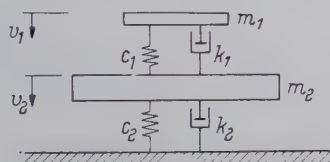


Bild 8. Zweimassensystem als Modell der Kopplung von Laufzeug und Fundament

Es werden für das in Bild 8 dargestellte System die Bewegungsgleichungen

$$\begin{aligned} \frac{d^2 v_1}{dt^2} + k_1 \left( \frac{dv_1}{dt} - \frac{dv_2}{dt} \right) + c_1 (v_1 - v_2) &= e m_1 \Omega^2 \sin \Omega t \\ \frac{d^2 v_2}{dt^2} + k_2 \cdot \frac{dv_2}{dt} + c_2 v_2 - k_1 \left( \frac{dv_1}{dt} - \frac{dv_2}{dt} \right) - c_1 (v_1 - v_2) &= 0. \end{aligned}$$

$$\text{Mit } K = \left[ \xi \mu - (1 - \eta)(1 - \xi) + \frac{\sqrt{\xi} \eta}{Q_1 Q_2} \right]^2 + \left[ \frac{\sqrt{\eta}}{Q_1} \{ 1 - (1 + \mu) \xi \} + \frac{\sqrt{\xi}}{Q_2} (1 - \eta) \right]^2$$

ergibt die Lösung dieses Systems für die Wellenamplitude  $v_{1\max} = a_1$

$$\left( \frac{a_1}{e} \right)^2 = \frac{1}{K} \left[ (\xi \mu + \eta - \eta \xi)^2 + \eta \xi \left( \mu \cdot \frac{\sqrt{\xi}}{Q_1} + \frac{\sqrt{\eta}}{Q_2} \right)^2 \right].$$

Für die Fundamentamplitude  $v_{2\max} = a_2$  des Fundamentes erhält man

$$\left( \frac{a_2}{e} \right)^2 = \frac{1}{K} \mu^2 \xi^2 \left( 1 + \frac{\eta}{Q_2^2} \right).$$

Die Amplitude  $a$  der Relativbewegung der Welle gegen das Fundament wird

$$\left( \frac{a}{e} \right)^2 = \frac{1}{K} \eta^2 \left[ (1 - \xi)^2 + \frac{\xi}{Q_2^2} \right].$$

Es bedeuten  $\mu = \frac{m_1}{m_2}$  das Massenverhältnis,

$$Q_1 = \omega_1 \cdot \frac{m_1}{k_1} \quad \text{und} \quad Q_2 = \omega_2 \cdot \frac{m_2}{k_2}$$

die Resonanzüberhöhungen von Welle oder Fundament, wobei

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{c_1}{m_1}} \quad \text{und} \quad \omega_2 = \sqrt{\frac{c_2}{m_2}}$$

die Eigenfrequenzen von Welle und Fundament bei Betrachtung als getrennte Systeme sind.

$$\eta = \left( \frac{\Omega}{\omega_1} \right)^2; \quad \xi = \left( \frac{\Omega}{\omega_2} \right)^2.$$

In den Bildern 9 und 10 ist für den Fall der Gleichabstimmung von Welle und Fundament, d. h. für  $\omega_1 = \omega_2$  und für  $Q_1 = Q_2 = 10$  der

Verlauf der Amplitudenverhältnisse  $\frac{a_1}{e}$  und  $\frac{a_2}{e}$  als Kurvenschar mit dem Parameter  $\mu$  über  $\frac{\Omega}{\omega_1} = \frac{\Omega}{\omega_2}$  aufgetragen.

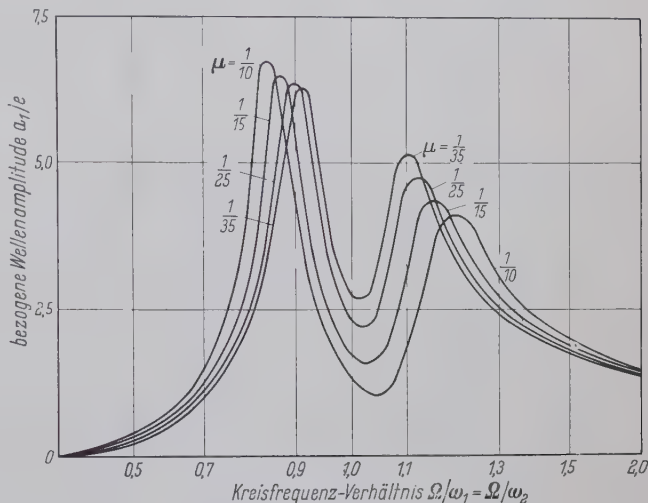


Bild 9. Theoretische Frequenzabhängigkeit der Wellenamplitude bei Gleichabstimmung zwischen Welle und Fundament

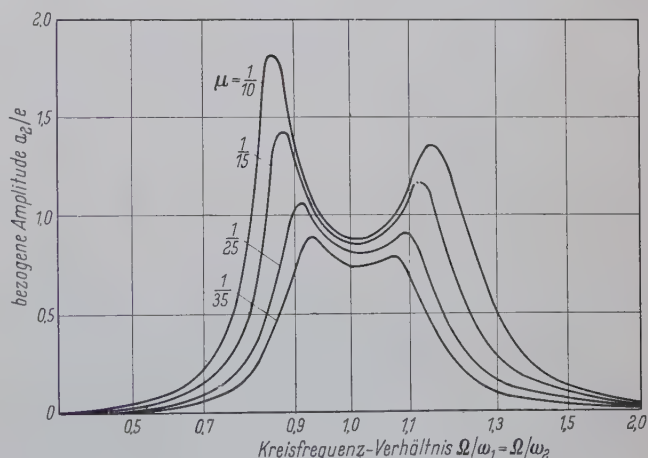


Bild 10. Theoretische Frequenzabhängigkeit der Fundamentamplitude bei Gleichabstimmung

Den Bildern ist zu entnehmen, daß die Wellenamplituden ein Mehrfaches der Fundamentamplituden betragen.

Man sieht ferner, daß das Stahlfundament, dem etwa der Wert

$\mu = \frac{1}{15}$  zuzuordnen ist, etwas größere Ausschläge macht als das

Betonfundament mit  $\mu = \frac{1}{25} \div \frac{1}{35}$ .

Der Verlauf der Relativbewegungen ist im Bild 11 wiedergegeben. Hier ergeben sich keine nennenswerten Unterschiede zwischen Stahl- und Betonfundament, wobei das Stahlfundament etwas besser abschneidet. Nun sind allerdings die Rechnungsannahmen, die zu diesem Ergebnis geführt haben, vielleicht etwas summarisch angesetzt ( $\omega_1 = \omega_2$ ;  $Q_1 = Q_2$ ). Es sind sicherlich in Übereinstimmung mit der Wirklichkeit Kombinationen denkbar, die zu etwas anderen

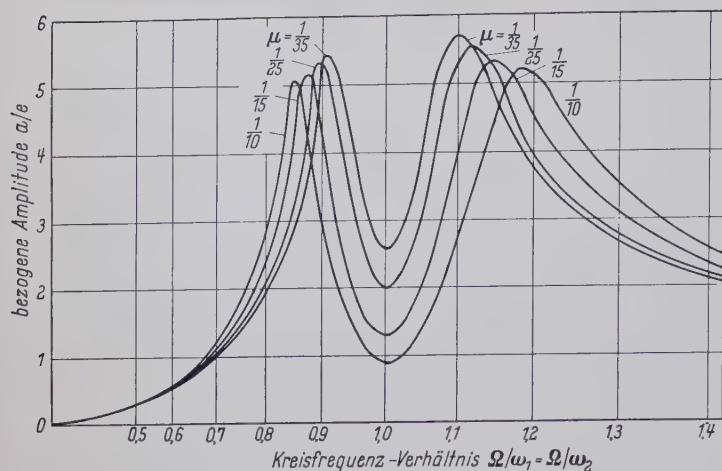


Bild 11. Theoretische Frequenzabhängigkeit der Amplitude der Relativbewegung zwischen Welle und Fundament bei Gleichabstimmung

Ergebnissen führen. Grundsätzlich verschiedene Resultate sind jedoch nicht zu erwarten, und es dürfte dabei bleiben, daß das Stahlfundament auf Unwuchten zwar stärker reagiert als das Betonfundament — es weist also eine gewisse Indikatorwirkung auf — daß aber die letztlich entscheidenden Relativverschiebungen zwischen Welle und Lager bei beiden Bauarten etwa gleich sind.

Die zu gleichen Ausschlägen zugehörigen Kräfte sind beim Stahlfundament jedoch kleiner als beim Betonfundament, da das Stahlfundament viel weicher federt. Zwar macht es keine großen Schwierigkeiten und bereitet keine nennenswerten Mehrkosten, wenn man die Wellenlager für die entsprechenden Unwucht-Kräfte dimensioniert, da diese nur einen Teil der Lagerbeanspruchung ausmachen. Nach amerikanischen Angaben [4] sehen die Maschinenhersteller aber doch meistens davon ab, was sich bei einer harten Gründung nachteilig auf die Lebensdauer der Lager auswirkt.

Den Bildern 9—11 kann man weiter entnehmen, daß die bei getrennter Betrachtung der Systeme vorhandene eine Resonanzstelle (Gleichabstimmung) sich in zwei Resonanzstellen aufspaltet, die unter und über der alten Resonanzstelle liegen. Dabei kann es zu Verschiebungen von etwa 20 % nach oben und nach unten kommen. Aber selbst dann, wenn  $\omega_1$  und  $\omega_2$  sich schon merklich unterscheiden,

etwa von  $\frac{\omega_1}{\omega_2} = 0,75 \div 1,20$ , kommt es immer noch zu nennenswerten Verschiebungen von mindestens etwa 10 %.

## 2.10 Folgerungen aus der Kopplung von Welle und Fundament

Auf Grund dieser Ergebnisse wird gefordert, daß nicht nur — wie es die Vorschrift empfiehlt — ein Bereich von 20 % unter und über der Betriebsdrehzahl von Eigenfrequenzen der Welle und des Fundamentes frei bleibt, sondern auch, daß im Grenzbereich von  $\pm 20\%$  keine Eigenfrequenz des Fundamentes mit einer Eigenfrequenz der Welle zusammenfällt. Die Forderung erscheint in dieser Allgemeinheit zu weitgehend.

Grundsätzlich sollte es auch bei den größten Sätzen möglich sein, den Bereich von  $\pm 20\%$  um die Betriebsdrehzahl von kritischen Drehzahlen der Welle freizuhalten. Die Wellen laufen im allgemeinen im Betrieb höchstens zwischen ihrer dritten und vierten Eigenkritischen, so daß noch genügend Platz für die Unterbringung eines so breiten Frequenzbandes verbleibt. Diese Eigenkritischen können auch recht zuverlässig vorausberechnet werden.

Das gleiche gilt auch für die Eigenschwingungszahlen der Fundamente kleinerer Sätze, etwa bis 50 MW für Dampfturbinen unter den heutigen Verhältnissen. Die Fundamente befinden sich bei der Ausführung in Stahl in der Regel im Betriebszustand höchstens oberhalb der fünften Eigenfrequenz. Auch hier läßt sich meistens der geforderte Bereich freihalten.

Bei den größeren Sätzen wird die Einhaltung der obigen Forderung jedoch nur noch in den seltensten Fällen möglich sein, es sei denn, daß die Turbinenbetreiber bereit sind, die Tischplatten erheblich dicker als derzeit üblich ausführen zu lassen. Eine solche erhebliche Vergrößerung der Tischplattenhöhe bereitet keine grundsätzlichen Schwierigkeiten. Es ist dabei lediglich auf eine ausreichende Aussteifung der Blechfelder zu achten, damit hier keine örtlichen Resonanzen entstehen können [8]. Wie die Dinge augenblicklich liegen, laufen die Fundamente der größten Sätze meist noch oberhalb der zehnten Eigenkritischen. Dabei kann selbstverständlich keine Rede mehr davon sein, daß beiderseits der Betriebsdrehzahl ein Bereich von 20 % resonanzfrei bleibt. Dennoch laufen die großen Sätze meist recht ruhig, was aus dem früher Gesagten (Wuchtgüte) verständlich erscheint.

Hinzu kommt, daß bei einer relativ so hochliegenden Betriebsdrehzahl die höheren Eigenfrequenzen selbst bei Einsatz der modernsten Rechenhilfsmittel nicht mehr zuverlässig vorausgesagt werden können. Auch mit elektronischen Rechenanlagen ist gegenwärtig nicht möglich, die folgenden Nebeneinflüsse vollzählig und quantitativ richtig zu berücksichtigen:

Unsymmetrien der Aufstellung;

Rotationsträgheit des Unterbaus, einschl. der Gehäuse;

Kreiselwirkung der Welle;

Eigenschaften des Ölfilms, die vermutlich zusätzlich temperaturabhängig sind;

Lagersitz und Ausrichtung der Welle, die ebenfalls bei Temperatureinwirkung veränderlich sind;

Orthotropie der Lagerung, herrührend vom Ölfilm und von den unterschiedlichen Steifigkeit des Fundamentes und des Lagerbockes in horizontaler und vertikaler Richtung;

Steifigkeit der Maschinengehäuse, besonders wenn sie aus Inner- und Außengehäuse bestehen, wie es bei den großen Sätzen der Fall ist.

Die Wirksamkeit all dieser Nebeneinflüsse steigt in der Regel mit der Ordnung der Eigenfrequenzen. Während also die untersten Eigenfrequenzen recht genau vorausberechnet werden können, wird die Berechnung mit zunehmender Ordnung immer unsicherer. Deshalb werden von den Herstellern oft nur die unteren fünf oder sechs Eigenfrequenzen angegeben, wie das offenbar bei den Fundamenten der Maschinen 1, 4 und 6 der Untersuchung der Fall ist.

Dieses Verfahren erscheint durchaus sinnvoll, da die höheren Eigenfrequenzen — soweit sie überhaupt ansprechbar sind — normalerweise sehr leicht verstimmt werden können, wie im folgenden am Hand der Frequenzgleichung des freien Balkens mit einer Einzelmasse am Ende (Bild 12) gezeigt werden soll.

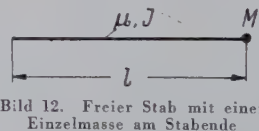


Bild 12. Freier Stab mit einer Einzelmasse am Stabende

Aus der allgemeinen Lösung der Differentialgleichung der Balkenbiegeschwingungen

$$v(\xi) = C_1 \cosh \lambda \xi + C_2 \sinh \lambda \xi + C_3 \cos \lambda \xi + C_4 \sin \lambda \xi$$

ergibt sich mit den Randbedingungen

$$v''(0) = 0; \quad v'''(0) = 0; \quad v''(l) = 0$$

$$\text{und} \quad Q(l) = -EJ v'''(l) = -M \cdot \frac{\partial^2 v(l)}{\partial t^2} = +M \omega^2 v(l)$$

$$\text{oder} \quad v'''(l) = -\frac{\omega^2}{EJ} M v(l) = -I \cdot \frac{\lambda^4}{l^4} v(l) M^*,$$

$$\text{wobei} \quad M^* = \frac{M}{\mu l}$$

die auf die gesamte Stabmasse bezogene Einzelmasse ist, nach einiger Zwischenrechnung die Frequenzgleichung

$$1 - \cosh \lambda \cos \lambda + \lambda M^* (\cosh \lambda \sin \lambda - \sinh \lambda \cos \lambda) = 0.$$

Hierin beinhalten die Glieder ohne den Faktor  $\lambda$  den Anteil des Balkens allein, die Glieder mit  $\lambda M^*$  den Anteil der Einzelmasse. Man erkennt schon aus der Formel, daß selbst bei noch so kleiner  $M^*$  dessen Anteil mit wachsendem  $\lambda$  gegenüber dem Anteil des Stabes allein immer mehr zunimmt. Das geht auch aus der Tafel hervor, in der die untersten fünf Eigenwerte des freien Stabes mit der Endmasse  $M^* = 0,05$ , also von 5 % der Masse des Gesamstabes den Eigenwerten des Stabes ohne Endmasse gegenübergestellt sind.



1: Verschiebung der Eigenwerte  $\lambda$  und der minutlichen Drehzahlen  $n$  des freien Stabes beim Anbringen einer Endmasse  $M^*$  von 5% der Gesamtmasse.

Änderung des Eigenwertes	1	2	3	4	5
$\lambda$ ohne $M^*$	4,730	7,853	10,996	14,137	17,279
mit $M^*$	4,546	7,585	10,661	13,750	16,850
$n$ ohne $M^*$	225	620	1215	2010	3000
mit $M^*$	208	578	1140	1900	2850

In der Tabelle sind ferner die zu den Eigenwerten gehörigen Drehzahlen des Stabes ohne und mit Endmasse einander gegenübergestellt, wobei angenommen ist, daß die fünfte Eigendrehzahl des Stabes ohne Endmasse bei 3000 pro Minute liegt.

Man sieht, daß einerseits die höheren Eigenwerte empfindlich gegen unrichtige Eingangswerte der Rechnung, und daß andererseits die höheren Eigenfrequenzen durch das Anbringen von Einzelmassen leicht verschoben werden können. Dieser Nachweis kann auch Einzelmassen an beliebiger Stelle auf dem Stabe geführt werden.

Leicht unempfindlich sind die höheren Eigenwerte hingegen gegen das Anbringen verteilter Massen oder Versteifungen, da diese etwa wirken, als wären sie über die ganze Stablänge verteilt [7], S. 194. Dabei sei nochmals darauf hingewiesen, daß es fast durchweg günstiger ist, den Laufzustand einer Maschine durch genaueres Auswuchten als durch Verstimmungsmaßnahmen am Fundament zu bessern.

(Wegen all der Unsicherheiten der Rechnung schlägt R. Köhler<sup>2)</sup> das Schwingungsverhalten der Anlagen durch einen Unwuchter Stoßerreger bei stehender Welle zu überprüfen. Eine solche Untersuchung läßt zweifellos Rückschlüsse zu, besonders auch über die Dämpfungseigenschaften der Gründung. Eine völlig sichere Vorherhersage scheint aber auch auf diesem Wege nicht möglich, da zwischen umlaufenden und der stehenden Welle doch noch gewisse — wenn auch kleine — Unterschiede bestehen. In erster Linie ist dabei die Lage des Wellenzapfens im Lager zu denken.

#### Zusammenfassung

Die Untersuchungsergebnisse lassen sich zu folgenden Schlußfolgerungen zusammenfassen:

Für den Maschinenbauer:

Vermeidung zu enger Lager- und Stopfbuchsen Spiele, auch wenn dadurch eine geringe Verschlechterung des Wärmeverbrauchs

Köhler, R.: Ergebnisse von Schwingungsuntersuchungen an Turbinenfundamenten und Turbinen. VDI-Zeitschrift 101 (1959) H. 18, S. 744.

entsteht. Hier sind allerdings sehr enge Grenzen gesetzt, da sich eine Vergrößerung der Leckdampfverluste bei großen Sätzen in ganz erheblichen Geldbeträgen ausdrückt.

Hingegen sollte einer Verbesserung der Wuchtgenauigkeit durch Auswuchten in mehreren Ebenen grundsätzlich nichts im Wege stehen;

Für den Bauingenieur:

Hinsichtlich der Relativbewegungen zwischen Welle und Fundament sind Stahl- und Betonfundament etwa gleichwertig. Wegen seiner größeren Weichheit sind beim Stahlfundament die zwischen Unterbau und Welle wirksamen Kräfte kleiner, was zu einer Erhöhung der Lebensdauer der Wellenlager beitragen kann.

Die Fundamente sollen mit möglichst starker Systemdämpfung ausgebildet werden, die für den Auslauf der Maschinensätze von großer Bedeutung ist. Eine möglichst hohe Abstimmung der Tischplatten erscheint zweckmäßig. Hingegen schützt die tiefe Abstimmung der Fundamentstützen den Untergrund und die Umgebung vor Erschütterungen aus dem Betrieb der Maschinen.

Unbeeinflusst von der Untersuchung bleiben die besonderen Vorteile der Stahlbauweise bestehen, nämlich der geringe Raumbedarf, wodurch dringend benötigter Platz gewonnen wird für die Unterbringung des Kondensators und der Generatorkühlung, für die Hilfeeinrichtungen wie Ölbehälter, Ölkühler, Kondensatpumpen usw. und die Anpassungsfähigkeit der Stahlkonstruktion, die es gestattet, das Fundament beim Umbau der Anlagen leicht den neuen Erfordernissen anzugleichen, wie es bei kleinen Sätzen häufig vorkommt.

#### Schrifttum

- [1] Nasitta, Kh.: Auf- und Abfahrproblem, beschrieben durch eine lineare Schwingungsgleichung mit konstanten Koeffizienten und nichtperiodischem Störglied. VDI-Berichte, Bd. 30, Düsseldorf, 1958, VDI-Verlag, S. 73/76.
- [2] Krämer, E.: Der Einfluß des Ölfilms von Gleitlagern auf die Schwingungen von Maschinenwellen. VDI-Berichte, Bd. 35, Düsseldorf, 1959, VDI-Verlag, S. 135/146.
- [3] Kolousek, V.: Baudynamik der Durchlaufträger und Rahmen. Leipzig 1953, Fachbuchverlag GmbH.
- [4] Hagg, A. C. und Sankey, G. O.: Oil-film properties with reference to unbalance vibration. J. appl. Mech. 23 (1956), H. 2 S. 302/306.
- [5] Dietz, H.: Zum tief abgestimmten Stahltisch für Turbomaschinen. Stahlbau 26 (1957), H. 3 S. 65/71.
- [6] Marguerre, K.: Kritische Drehzahlen und Fundamentabstimmung. BBC-Nachrichten 39 (1957), H. 2 S. 112/114.
- [7] Prager, W. und Hohenemser, K.: Dynamik der Stabwerke, Berlin 1933, Springer-Verlag.
- [8] Simon, G.: Ermittlung der Eigenfrequenzen von Rechteckplatten mit randparallelen Steifen bei Navierschen Randbedingungen. Stahlbau 27 (1958), H. 12 S. 309/314.

## Verschiedenes

### Kesselblechstähle

Für die Herstellung von Dampfkesseln und beheizten Druckgeräten werden Stähle benötigt, die neben hoher Warmfestigkeit auch ein gutes Schweißverhalten aufweisen müssen. Während man noch im Jahr 1920 mit weichem, unlegiertem Stahl ohne besondere Anforderungen an Festigkeitseigenschaften und Verarbeitbarkeit kam, wurden durch die rasche Entwicklung der Dampf- und Verrentstechnik immer hochwertigere Werkstoffe notwendig. So wurden im Laufe der Jahre Stähle für Kesselbleche geschaffen, die sich bewährten und in der Norm DIN 17 155 zusammengefaßt worden sind. Darüber hinaus entwickelte die Industrie noch Sonderstähle für geschweißte Kesseltrommeln und beheizte Druckgefäße. Sonderstähle zeichnen sich besonders aus durch hohe Warmfestigkeitsgrenze und gutes Schweißverhalten auch bei sehr großen Blechdicken.

Die nachstehenden Ausführungen behandeln nun die im Dampfessel- und Apparatebau gebräuchlichen Stahllarten und ihre Verteilung. Sie bezwecken, die Wahl des geeigneten Stahls zu erleichtern und Hinweise auf die Festigkeitseigenschaften und das Schweißverhalten dieser Stähle zu geben<sup>1)</sup>.

Die für den Dampfkesselbau verwendeten Werkstoffe werden auf Grund ihrer chemischen Zusammensetzung gütemäßig eingeteilt in Stähle für einmal normale Kesselbleche, dann Hochleistungskesselbleche, zu denen auch Bleche aus den Stählen mit erhöhter Bestän-

digkeit gegen Alterung oder interkristalline Spannungsrißkorrosion gehören, und legierte Kesselbleche.

Die auf Mangan-Basis aufgebauten Sonderstähle zeichnen sich auf Grund besonderer metallurgischer Maßnahmen durch erhöhte Warmstreckgrenze, gute Schweißbarkeit und Spröbruchunempfindlichkeit aus. Die chemische Zusammensetzung ist so abgestimmt, daß mit Rücksicht auf ihre Schweißbarkeit die Festigkeitsforderungen mit möglichst geringen Zusätzen an Legierungselementen erfüllt werden.

Die Zugfestigkeit der drei Kesselblech-Gütegruppen liegt innerhalb folgender Festigkeitsbereiche:

Normale Kesselbleche	35—50 kg/mm <sup>2</sup> Zugfestigkeit,
Hochleistungskesselbleche	35—56 kg/mm <sup>2</sup> Zugfestigkeit,
Legierte Kesselbleche	44—62 kg/mm <sup>2</sup> Zugfestigkeit.

Die Stähle für Kesselbleche werden im allgemeinen im Siemens-Martin-Ofen erschmolzen. Nach DIN 17 155 ist es zulässig, für Kesselblech I und Hochleistungskesselblech HI auch unberuhigte Stähle oder windgefrischte Stähle zu verwenden. Die Wanddicke der aus diesen Stählen gefertigten geschweißten Werkstücke darf jedoch nicht größer als 25 mm sein.

Kesselbleche werden im allgemeinen normalgeglüht geliefert. Nur Kesselbleche aus „Rheinrohr“-TH 32 (13 CrMo 44) sind im Ablieferungszustand luftvergütet. Eine Wärmebehandlung der Bleche vor der Ablieferung ist nicht erforderlich, wenn sie im Laufe der Weiterverarbeitung erfolgt.

<sup>1)</sup>Nach Angaben von Vereinigte Hütten- und Röhrenwerke, Düsseldorf.

Zum Nachweis der Festigkeitseigenschaften bei Raumtemperatur ist der Zugversuch durchzuführen. Als Probestab für Grobbleche kann sowohl der kurze Proportionalstab mit einer Meßlänge  $L_0 = 5,65 \sqrt{F_0}$  als auch der wegen seiner einfacheren Anfertigung für laufende Abnahmeprüfungen sehr geeignete Langstab mit einer Meßlänge  $L_0 = 200$  mm verwendet werden. In Schiedsfällen ist das Ergebnis des kurzen Proportionalstabes ( $L_0 = 5,65 \sqrt{F_0}$ ) für die Abnahme maßgebend. Die Breite des Langstabes ist unter Berücksichtigung der Blechdicke in DIN 17 155 festgelegt. Auch für die unvermeidlichen Unterschiede zwischen den Zugfestigkeiten der Kopf- und Fußproben eines Bleches läßt die Norm je nach der Länge des Bleches bestimmte Höchstwerte zu. Die erforderliche Bruchdehnung ( $L_0 = 5 d_0$ ) errechnet sich als Quotient aus einer Gütezahl und der Zugfestigkeit.

Diese Gütezahl ist 1000 für Land- und Binnenschiffskessel gemäß Werkstoff- und Bauvorschriften für Dampfkessel, Ausgabe 1953, und 1100 für Seeschiffskessel entsprechend den Forderungen des Germanischen Lloyd in Vorschriften für die Klassifikation und den Bau der Maschinenanlagen von Seeschiffen, 1953.

Nach DIN 17 155 kann für die Abnahme außer dem Zugversuch der Kerbschlagbiegeversuch nach DIN 50 115 mit der üblichen DVM-Probe vorgeschrieben werden. Bei Hochleistungskesselblechen aus Stählen mit erhöhter Beständigkeit gegen Alterung oder Spannungsrißkorrosion kann der Alterungs-Kerbschlagbiegeversuch verlangt werden. Die für diesen Versuch verwendeten DVM-Proben werden vorher durch eine Kaltverformung und anschließendes Anlassen bei 250° C künstlich gealtert. Angaben über die Abmessungen der Probenstreifen für die gealterten Kerbschlagbiegeproben finden sich in DIN 17 155.

Die in den üblichen Werkstoffblättern der verschiedenen Stähle angegebenen Festigkeitswerte gelten für Dicken bis 60 mm. Darüber hinaus wird der Einfluß der Dicke durch Senkung der Streckgrenzenwerte berücksichtigt. Einzelheiten sind der nachfolgenden Tafel 1 zu entnehmen.

Tafel 1. Zulässige Unterschreitung des gewährleisteten Wertes der Warmstreckgrenze bei Kesselblechen über 60 mm Dicke

Blechdicke in mm	Zulässige Unterschreitung der gewährleisteten Warmstreckgrenze in kg/mm <sup>2</sup> bei den	
	DIN-Stählen	Sonderstählen
über 60 bis 65	1	0,25
über 65 bis 70		0,5
über 70 bis 75		0,75
über 75 bis 80		1,0
über 80 bis 85	2	1,25
über 85 bis 90		1,5
über 90 bis 95		1,75
über 95 bis 100		2,0
usw.	usw. für je 20 mm Wanddicke 1 kg/mm <sup>2</sup>	usw. für je 5 mm Wanddicke 0,25 kg/mm <sup>2</sup>

Auch die Werte für die Kerbschlagzähigkeit gelten nur für Wanddicken bis 60 mm. Darüber hinaus ist ein um 1 kgm/cm<sup>2</sup> niedrigerer Wert zulässig. Die Festigkeitseigenschaften beziehen sich auf den Ablieferungszustand der Bleche oder der geschweißten Werkstücke. Falls bei Auftragserteilung eine chemische Untersuchung vereinbart wird, sind nach DIN 17 155 die erforderlichen Späne aus den Zugproben vom Kopf und Fuß des Bleches über die ganze Blechdicke zu entnehmen und getrennt zu untersuchen. Bei Prüfung des Stahles HIVL auf Anfälligkeit gegen interkristalline Spannungsrißkorrosion, die bei Bestellung vereinbart werden muß, wird zweckmäßig nach den im Stahl-Eisen-Prüfblatt 1860-53 — Prüfung von Stählen auf interkristalline Spannungsrißkorrosion, herausgegebenes Werkstoffprüfblatt des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute, Düsseldorf — angegebenen Richtlinien verfahren.

Für die Prüfung von Schweißverbindungen, die z. B. auch bei der Bestellung festgelegt werden muß, gelten die Normblätter DIN 50 120 Zugversuch, DIN 50 121 Kaltversuch und DIN 50 122 Kerbschlagversuch.

Die Wanddicke zylindrischer Schüsse, Trommeln und Kugelbehälter sowie gewölbter Böden aus Kesselblech wird nach den nachstehend aufgeführten Formeln berechnet. Für die Berechnung der Wanddicke kegelförmiger Schüsse ist das AD-Merkblatt B 2, Ausgabe 1954, maßgebend.

In den folgenden Formeln bedeuten:

$s$  = Wanddicke in mm,

$D_a$  = Außendurchmesser in mm,

$D_i$  = Innendurchmesser in mm,

$p$  = höchstzulässiger Betriebs- oder Genehmigungsdruck in kg/cm<sup>2</sup>,

$K$  = Festigkeitskennwert des Werkstoffes bei der Berechnungstemperatur  $t^\circ\text{C}$  in kg/mm<sup>2</sup>,

$S$  = Sicherheitsbeiwert,

$v$  = Verschwächungsbeiwert, der das Wertigkeitsverhältnis d. Schweißnaht zum vollen Blech berücksichtigt,

$c$  = Zuschlag zur Wanddicke in mm,

$\beta$  = Berechnungsbeiwert für die Beanspruchung in der Bodenkrempe,

$\beta_0$  = Berechnungsbeiwert für die Beanspruchung in der Bodewölbung.

A. Die Wanddicke eines zylindrischen Hohlkörpers unter innerem Überdruck wird, sofern das Verhältnis seines äußeren zu seinem inneren Durchmesser ( $D_a/D_i \leq 1,2^2$ ) ist, berechnet nach den Formeln:

$$s = \frac{D_a \cdot p}{200 \cdot \frac{K}{S} \cdot v + p} + c \quad \text{oder} \quad \frac{D_i \cdot p}{200 \cdot \frac{K}{S} \cdot v - p} + c.$$

B. Für Kugelbehälter<sup>3)</sup> gelten die Formeln:

$$s = \frac{D_a \cdot p}{400 \cdot \frac{K}{S} \cdot v + p} + c \quad \text{oder} \quad \frac{D_i \cdot p}{400 \cdot \frac{K}{S} \cdot v - p} + c.$$

C. Die Formel für die Berechnung der Wanddicke gewölbter Böden<sup>4)</sup>, die nach einer Ellipse oder nach einem Korbogen geformt sein müssen, lautet:

$$s = \frac{D_a \cdot p \cdot \beta}{400 \cdot \frac{K}{S}} + c.$$

Folgende Anforderungen müssen dabei erfüllt sein:

Innerer Wölbungshalbmesser  $R \leq D_a$ ,  $D_a$  äußerer Bogenradius,  $r$  innerer Kreppenhalbmesser

innerer Kreppenhalbmesser  $r \leq 0,1 \cdot D_a$ ,

Höhe der Bodenwölbung des Vollbodens einschließlich Wanddicke  $H \geq 0,18 \cdot D_a$ ,

zylindrische Bordhöhe  $z \geq 3,5 \cdot s$ , jedoch nicht größer als 150 mm

Der in Abhängigkeit von der Berechnungstemperatur einzusetzende Festigkeitskennwert  $K$ , die Berechnungstemperatur  $t$ , der Sicherheitsbeiwert  $S$  und die für die zylindrischen Schüsse und gewölbten Böden erforderlichen Zuschläge  $c$  zur Wanddicke gehen aus den folgenden Tafeln 2 bis 5 hervor. Über die Bewertung von Schweißnähten gibt sodann die Tafel 6 Auskunft.

Die aus Langzeitversuchen gewonnenen Erkenntnisse führten dazu, für die Festigkeitsberechnung von Hohlkörpern unter innerem Überdruck die Warmstreckgrenze oder die Zeitstandfestigkeit zu verwenden. Dabei wird bis zu derjenigen Temperatur, bei der sich die Kurven der Warmstreckgrenze und der Zeitstandfestigkeit schneiden, die Warmstreckgrenze und oberhalb der Temperatur des Schnittpunktes die Zeitstandfestigkeit als Festigkeitskennwert in die Rechnung eingesetzt. Bei Verwendung der Zeitstandfestigkeit (z. B. nach 100 000 Stunden) ist zusätzlich noch zu prüfen, ob

die 1 %-Zeitdehnungsgrenze, z. B. 100 000 h, bei der Berechnungstemperatur  $t$  noch nicht überschritten ist und

Tafel 2. Festigkeitskennwert  $K$

Festigkeitskennwert	Kurzzeichen bei Berechnungstemperatur $t^\circ\text{C}$	nach DIN	gültig für Temperaturbereich in $^\circ\text{C}$
a) Warmstreckgrenze	$\sigma_{0,2}$	50 112	$\leq 350$
b) DVM-Kriechgrenze	$\sigma_{\text{DVM}}$	50 117	400—500
c) Zwischenwert zwischen a) und b)	—	—	350—400
d) Zeitstandfestigkeit z. B. nach 100 000 h	$\sigma_B/100\,000$	50 118/19	oberhalb Schnittpunkt $\sigma_{0,2}$ mit $\sigma_B/100\,000$

Zu a) An Stelle der Streckgrenze wird die 0,2-Grenze ermittelt, wenn zu erwarten ist, daß sich während des Zugversuches die Streckgrenze nicht oder nur undeutlich ausprägt. Die 0,2-Grenze ( $\sigma_{0,2}$ ) bei Raumtemperatur oder bei erhöhter Temperatur ist diejenige Spannung, bei der sich im Zugversuch eine bleibende Dehnung von 0,2 % der Meßlänge ergibt.

Zu b) Die DVM-Kriechgrenze ( $\sigma_{\text{DVM}}$ ) bei bestimmter Temperatur ist die Kriechgrenze für eine Kriechgeschwindigkeit von 1/1000 %/h zwischen der 22. und 35. Stunde, ohne daß die bleibende Dehnung nach 45 Stunden den Wert 0,2 % überschreitet.

Zu d) Die Zeitstandfestigkeit bei bestimmter Temperatur ist die auf den Anfangsquerschnitt der Probe bei Raumtemperatur bezogene ruhende Belastung, die nach Ablauf einer bestimmten Versuchszeit, z. B. 100 000 Stunden, den Bruch der Probe hervorruft.

<sup>2)</sup> Werkstoff- und Bauvorschriften für Dampfkessel, Ausgabe 1953 - AD-Merkblatt B 1, Ausgabe 1952. Für Durchmesserhältnisse  $D_a/D_i > 1,2$  gilt AD-Merkblatt B 10, Ausgabe 1954.

<sup>3)</sup> Ergänzung zum AD-Merkblatt B 1, in BWK 6 (1954), Nr. 1, S. 25.

<sup>4)</sup> Werkstoff- und Bauvorschriften für Dampfkessel, Ausg. 1953 - AD-Merkblatt B 3, Ausg. 1952.



bei einer um  $\Delta t$  höheren Temperatur als die Berechnungstemperatur  $t$  noch eine 1,0fache Sicherheit gegenüber der Zeitstandfestigkeit vorhanden ist.  $\Delta t$  ist den Betriebsbedingungen anzupassen und wird im allgemeinen mit 15° C eingesetzt.

Die Zeitdehngrenze bei bestimmter Temperatur ist also die auf Anfangsquerschnitt der Probe bei Raumtemperatur bezogene Belastung, die nach Ablauf einer bestimmten Versuchszeit, 100 000 h, eine bleibende Dehnung, z. B. von 1 0/0, hervorruft.

Tafel 3. Berechnungstemperatur  $t$

bei	Berechnungstemperatur	Bemerkung
bei beheizter Wand	Dampftemperatur oder höchste Temperatur des Heiz- oder Beschickungsmittels	
beheizter Wand durch Dampf, Heißwasser oder andere Heizmittel	Dampftemperatur oder höchste Temperatur des Beschickungsmittels plus	mind. 250° C; für zylindrische Wandungen bei Schiffskesseln mind. 275° C
feuer- oder elektrischer Beheizung	1. mind. 20° C	
abgedeckter Wand unmittelbar berührte Wand	2. mind. 50° C	

Im Temperaturgebiet der Warmstreckgrenze ist ferner zu prüfen, ob die zulässige Beanspruchung  $K/S$  mit Rücksicht auf zeitweise Überschreitung der Berechnungstemperatur im Betrieb nicht größer als der für die Berechnungstemperatur und den festgelegten Temperaturzuschlag geltende Festigkeitskennwert gemäß Werkstoff- und Bauvorschriften für Dampfkessel, Ausgabe 1953.

Tafel 4. Sicherheitsbeiwert  $S$

Werkstücke	Nach Werkstoff- und Bauvorschriften <sup>5)</sup> für		Nach AD-Merkblatt <sup>6)</sup> mit oder ohne Abnahmezeugnis nach DIN 50049	
	Land- und Binnenschiffskessel	Seeschiffskessel		
Zylindrische Schüsse und Trommeln mit ungestörten Kraftlinien in den Schweißnähten	1,5	1,7	1,5	1,8
Böden bei	innerem Überdruck	1,4	1,7	1,4 **)
	äußerem Überdruck	1,8	2,0	1,7 **)

\*) Bruchdehnung des Werkstoffes ( $L_0 = 5 d_0$ )  $\geq 16\%$ .

Kesselbleche I und II in Siemens-Martin-Güte lassen sich bis zu einer Blechdicke einwandfrei schweißen. Für Hochleistungskesselbleche aus Siemens-Martin-Stählen besteht keine Wanddickenbeschränkung. Werden Kesselblech I oder Hochleistungskesselblech H I windgefrischtem Stahl verwendet, so darf die Blechdicke für geschweißte Werkstücke 25 mm nicht überschreiten.

Tafel 5. Zuschlag  $c$  zur Wanddicke

Blechdicke	Zylindrische Wandungen (+)	Gewölbte Böden bei		
		innerem Überdruck	äußerem Überdruck	
		Werkstoff- u. Bauvorschriften (++) mm	AD-Merkblatt (++) mm	
$\leq 30$	1	2	1	jeweils mind. 2 mm größer als $c$ bei innerem Überdruck
$\geq 30$	—	1	—	

+) und Wandungen von Kugelbehältern.

++) Der Konstruktionszuschlag  $c_1$  entfällt für Wanddicken  $\geq 6$  mm.

++) In dem Zuschlag von 2 mm ist ein Abnutzungszuschlag von etwa 1 mm enthalten.

Bei hohen Drücken ist zur Vermeidung großer Wanddicken vielfach die Verwendung Mangan-legierter Stähle vorteilhaft. So haben z. B. die Stähle H IV und Rheinrohr D 33 (17 Mn 4) zwar die gleichen Festigkeitskennwerte, doch ist der Stahl Rheinrohr D 33 — besonders bei Wanddicken über 60 mm — dem Stahl H IV vorzuziehen, da er besser schweißbar ist. Die beiden Stähle unterscheiden sich in ihren Kohlenstoff- und Mangangehalten voneinander. Während es sich bei dem Stahl H IV noch um einen Kohlenstoff-Stahl mit etwas höherem Kohlenstoffgehalt und üblichem Mangangehalt handelt, wird der Stahl D 33 (17 Mn 4) bereits zu den niedrig legierten Stählen gerechnet, der bei gleicher Festigkeit wie D 33 einen wesentlich niedrigeren Kohlenstoffgehalt und einen höheren Mangangehalt hat. Aus schweißtechnischen Gründen wird man daher einen Stahl mit niedrigem Kohlenstoffgehalt immer den Vor-

Werkstoff- und Bauvorschriften für Dampfkessel, Ausgabe 1953.

AD-Merkblatt B 1, Ausgabe 1952, AD-Merkblatt B 3, Ausgabe 1952.

Tafel 6. Bewertung von Schweißnähten

Verschwächungsbeiwert $v$	Anforderungen	Bemerkung
0,8	Die Schweißnähte müssen Abschnitt 23 — Schweißung — der Vorschriften entsprechen (+)	
0,9	a) Ablegen einer Höherbewertungsprüfung im Rahmen der Vorschriften (++) b) Einzelprüfung der fertigen Werkstücke nach den maßgebenden Richtlinien (+++) 1. Zerstörungsfreie Prüfung 2. Güteprüfung an Probeplatten, die in Verlängerung der Längsnaht an das Werkstück ange-schweißt sind	zu b) 1. Drahterkennbarkeit auf dem Röntgenfilm (++++) 1,5 % für $v = 0,9$ ; 1,0 % für $v = 1,0$

(+) Werkstoff- und Bauvorschriften für Dampfkessel, Ausgabe 1953 — AD-Merkblatt H. 1, Ausgabe 1952.

(++) Werkstoff- und Bauvorschriften für Dampfkessel, Ausgabe 1953 — AD-Merkblatt H. 2, Ausgabe 1952.

(+++) Werkstoff- und Bauvorschriften für Dampfkessel, Ausgabe 1953 — AD-Merkblatt H. 1, Ausgabe 1952.

(++++) DIN 54 110 und DIN 54 111, Ausgabe 1954.

zug geben und dies besonders, wenn es sich um größere Blechdicken handelt. Der Stahl D 33, der im übrigen dem Stahl 17 Mn 4 nach DIN 17 155 entspricht, besitzt einen Kohlenstoffgehalt von 0,14 bis 0,20, während dieser beim H IV max. 0,26 % beträgt.

Bei sehr hohen Beanspruchungen wird die Verwendung von Sonderstählen empfohlen. Werden legierte Stähle, besonders mehrfach legierte Stähle, z. B. auf Chrom-Molybdän-Basis, gewählt, dann darf nicht übersehen werden, daß mit zunehmendem Chromgehalt auch die Schweißempfindlichkeit zunimmt, die ein Vorwärmen der Teile und eine Wärmebehandlung nach dem Schweißen zur Verminderung der Rißgefahr notwendig macht.

Kesselblech I, Hochleistungskesselblech H I und H II können ohne Vorwärmen geschweißt werden. Werkstücke aus Kesselblech II, Hochleistungskesselblech H III, ferner Rheinrohr D 33 (17 Mn 4), Rheinrohr E 45 (19 Mn 5), Rheinrohr TH 31 (15 Mo 3) und den Sonderstählen Rheinrohr E 35 S, Mn 47 Mo, E 45 S, Mn 52 Mo sollten vor und während des ganzen Schweißvorganges auf etwa 200° C vorgewärmt werden.

Für Kesselblech H IV und Rheinrohr TH 32 (13 CrMo 44) ist ein Vorwärmen auf etwa 200 und 250° C unbedingt erforderlich.

Die geschweißten Werkstücke sind nach den Werkstoff- und Bauvorschriften für Dampfkessel, Ausgabe 1953, spannungsfrei zu glühen, sofern nicht ein Normalglühen erforderlich ist oder von einer Glühbehandlung überhaupt abgesehen werden kann. Normalglühen ist erforderlich:

- nach einer Warmverformung des Werkstückes nach dem Schweißen,
- nach einer Reckung der äußeren Faser beim Kaltbiegen des Schusses über 5 0/0 (Blechdicke  $> 0,05$  mittlerer Durchmesser des Schusses),
- bei Böden für eine Wandtemperatur über 110° C, wenn sie aus einem Stück kalt hergestellt wurden, oder bei kalt hergestellten Böden mit mehr als 8 mm Wanddicke (s) und einem Kreppehalbmesser  $r < 10$  s, oder bei warmgepreßten Böden, welche die Presse nicht mit genügend hoher Temperatur verlassen,
- bei zusammengeschweißten kaltgekümpelten Böden, deren Schweißnähte kaltverformt wurden,
- um die erforderlichen Eigenschaften des Stahls zu erreichen.

Eine gesonderte Festlegung der Wärmebehandlung ist erforderlich, wenn einer der Analysenwerte des Stahls oder des Schweißgutes folgende Höchstwerte überschreitet:

0,25 % C	0,3 % Cr	0,03 % Cu
0,4 % Mn	0,2 % V	0,3 % Ni
1,2 % Si	0,5 % Mo	0,3 % Cr + Ni

Die Stähle H IV, Rheinrohr E 45 (19 Mn 5), Rheinrohr TH 32 (13 CrMo 44), Rheinrohr Mn 52 Mo überschreiten z. B. diese aufgeführten Höchstwerte. Eine nachträgliche Glühbehandlung geschweißter Werkstücke ist nicht erforderlich, wenn folgende Forderungen erfüllt sind:

- Grundwerkstoff und Schweißgut überschreiten nicht die oben aufgeführten Analysenhöchstwerte und sind nicht vergütbar.
- die Blechdicke ist  $\leq 25$  mm,
- es besteht ausreichende Möglichkeit, die Schweißnähte fertiger Schüsse und Trommeln beidseitig zu besichtigen,
- die Reckung der äußeren Faser beim Kaltbiegen von Schüssen ist kleiner als 5 0/0 (Blechdicke  $\leq 0,05$  mittlerer Durchmesser des Schusses).

Unabhängig von diesen Forderungen kann bei nachträglich eingeschweißten einzelnen kleineren Kesselteilen von einer abschließenden Wärmebehandlung abgesehen werden.

Anders



## Persönliches

### Professor Karl Girkmann †

Die Fachwelt hat durch den Heimgang des emeritierten Ordinarius für Technische Mechanik und Vorstandes des Institutes für Elastizitäts- und Festigkeitslehre, sowie des Spannungsoptischen Laboratoriums der Technischen Hochschule Wien, des Dipl.-Ing. Dr. techn. Dr. techn. h. c. Karl Girkmann, einen außerordentlich schweren Verlust erlitten. Wohl selten ist es einem Gelehrten in so reichem Maße beschieden gewesen, sowohl auf dem Gebiete der Forschung, als auch auf dem der Praxis schöpferische Initiative mit zähem, allerdings auf vielfachste Erfahrung gestütztem Willen zu verbinden und so ein Lebenswerk zu schaffen, das für Generationen beispielgebend bleibend wird.

Girkmann wurde in Wien am 22. März 1890 geboren und studierte an der dortigen Technischen Hochschule das Bau-Ingenieurfach. Noch vor Abschluß des Studiums rückte er 1915 mit einem Eisenbahnregiment ins Feld und hatte dabei schon damals Gelegenheit, bei technisch bedeutsamen Bauten von Brücken und Eisenbahnen mitzuwirken. Nach Abschluß des Studiums im Jahre 1919 konnte er 12 Jahre bis zur Rückkehr an die Hochschule im Jahre 1931 reichste praktische Erfahrung auf den verschiedensten Gebieten des Bau-Ingenieurwesens sammeln.

Zunächst war er 3 Jahre im Bahn-, Straßen- und Brückenbau in einer Wiener Bauunternehmung tätig, um dann — von 1922 bis 1926 — bei der AEG-Union-Elektrizitätsgesellschaft bei Planungsarbeiten für den Bau zahlreicher Hochspannungsleitungen als Chefbauleiter zu wirken. In dieser Stellung hatte er Maste aus Holz, Stahl und Stahlbeton zu berechnen, sowie auch ihre Gründungen zu entwerfen. Die reichen Anregungen, die er dieser praktischen Tätigkeit verdankte, befähigten ihn, an der Ausarbeitung der Vorschriften und Richtlinien für die Berechnung und Ausführung der Maste mitzuwirken und veranlaßten ihn darüberhinaus, diese ganze Problemgruppe der Seil- und Mastberechnungen, die späterhin den einen Teil seiner umfangreichen Lebensarbeit darstellen sollte, in gründlicher Durcharbeitung auch theoretisch auf eine sichere Grundlage zu stellen.

So konnte er in jener Zeit — im Jahre 1925 — mit seiner Dissertation: „Eisengittermaste belastet durch wechselseitig wirkende Seilzüge“ an der Technischen Hochschule in Wien zum Doktor der Technischen Wissenschaften promovieren und die Grundlagen für sein umfangreiches gemeinsam mit dem Elektrotechniker Dr. E. Königshofer abgefaßtes und im Jahre 1938 erschienenes Werk: „Die Hochspannungs-Freileitungen“ legen, das 1952 in zweiter Auflage erschienen ist.

Die weitere praktische Tätigkeit führte Girkmann in den Jahren 1926—1928 zunächst als Vorstand des technischen Büros der Wanitsch-Hild-Werke nach Graz, wo er ständig Gelegenheit hatte, in den Werkstätten die von ihm projektierten Stahlhoch- und Brückenbauten, die für Österreich und Jugoslawien bestimmt waren, bis zur endgültigen Ausführung zu verfolgen und so die für den Konstrukteur so bedeutsamen Erfahrungen zu sammeln und in voller Verantwortung auszunutzen. Seine früher erworbenen Kenntnisse im Freileitungsbau kamen ihm auch in dieser Stellung weiterhin zugute. In noch höherem Maße galt das für seine folgende Stellung bei der größten Stahlbaufirma Österreichs, der Waagner-Biro-A.G. in Wien, wo von ihm eine Reihe sehr bemerkenswerter Bauten geplant und ausgeführt wurde, so ein großer Stahlskelettbau für die Tabakfabrik in Linz, Brücken und auch Drehbühnen für das Ausland, Kesselhäuser, Hallenbauten (Maschinenhallen, Flugzeughallen), ferner Türme, Siloanlagen und Stahlwasserbauten. Besonders bemerkenswert ist seine umfangreiche praktische Betätigung im Großbehälterbau: verdankt ihm Österreich doch die Ausführung des ersten größeren geschweißten Behälters, der in Angern errichtet wurde. Diese umfangreiche Berechnung und Planung nötigte Girkmann außer der Behandlung und Entwicklung verschiedenartiger Teilgebiete des Stahlbaues, wie Schweißverfahren, Verwendung von Duraluminium, konstruktive Ausnützung gekrümmter Bleche usw., insbesondere zu intensiver Beschäftigung mit den Flächentragwerken, also den Scheiben, Platten, Schalen und ihren Kombinationen, z. B. den Faltwerken, denen ein großer Teil seiner 50 wissenschaftlichen Veröffentlichungen gewidmet ist, die in vielfacher Hinsicht von grundlegender Bedeutung geworden sind. Daneben beschäftigten ihn allerdings auch noch manche Probleme der Stabilitätstheorie.

Die Beschäftigung mit diesem Spezialgebiet ließ dann sein zweit grundlegendes Werk „Die Flächentragwerke“ entstehen, das 1929 erstmalig erschienen ist und ihm internationalen Ruf verschafft nun bereits in 5. Auflage, die er allerdings nicht mehr erleben sollte, erscheinen wird und im Vorjahre auch in polnischer Übersetzung herauskam. In diesem seinem wohl bedeutendsten Werke hat Girkmann in der deutschsprachigen Literatur erstmalig eine Gesamtdarstellung des umfangreichen Gebietes der Flächentragwerke erstellt, das für die Praxis des Bauingenieurs stetig größere Bedeutung gewinnt. Diesem wichtigen Teilgebiet der Elastizitäts- und Festigkeitslehre galt auch sein übersichtliches Referat über „Elastostatik der Scheiben, Platten und Schalen“, das er für das „Civil Engineering Reference Book“ beigesteuert hat, dessen zweite Auflage nun ebenfalls erscheinen wird.

In diese Zeit seiner praktischen Betätigung fiel bereits eine erste primo-et-unico-Loco-Berufung an die deutsche Technische Hochschule in Brünn zur Übernahme der dort neu zu errichtenden zweiten Lehrkanzel für Stahlbau, die allerdings an der ablehnenden Haltung der tschechoslowakischen Regierung scheiterte. Inzwischen war Girkmann 1931 über Aufforderung des bekannten Stahlbauers der Wiener Technischen Hochschule, Dr. Friedrich Hartmann, als ordentlicher Assistent in dessen Institut eingetreten, an dem er sich 1934 mit der Habilitationsschrift „Beiträge zur Berechnung von Behältern“ habilitierte und Vorlesungen über den Leitungsbau und die Anwendungen des Schweißens im Stahlbau hielt. Im Jahre 1937 wurden ihm gleich zwei ehrenvolle Berufungen zuteil, nämlich eine primo-loco-Berufung an die Lehrkanzel für Baustatik der Technischen Hochschule in Graz und eine primo-loco-Berufung an die Lehrkanzel für Elastizitäts- und Festigkeitslehre der Technischen Hochschule in Wien, für die er sich entschied und der er nach seiner im Jahre 1938 erfolgten Berufung späterhin in Treue verbunden blieb. In Studienjahre 1948/49 war Girkmann Dekan der Fakultät für Bauingenieurwesen und im Jahre 1949/50 bekleidete er das höchste akademische Ehrenamt eines Rector magnificus. Während der ganzen Zeit seiner akademischen Lehrtätigkeit hat Girkmann die Fühlungnahme mit der Praxis stets aufrechterhalten, der auch weiterhin seine forschende Tätigkeit gewidmet blieb.

Bei dem umfangreichen und vielfach bahnbrechenden Schaffen Girkmanns in Theorie und Praxis konnte es nicht ausbleiben, daß man seiner vielfach ehrend gedachte. So wurde er schon im Frühjahr 1950 zum wirklichen Mitglied der Akademie der Wissenschaften in Wien gewählt und im Jahre 1955 zum Ehrendoktor der technischen Wissenschaften an der Technischen Hochschule Graz promoviert, wobei er einen vielbeachteten Vortrag über ebene Spannungsprobleme halten konnte. Aus Anlaß seines 60. Geburtstages — und zugleich auch aus Anlaß des 65. Geburtstages seines Freundes und Fachkollegen Professor Dr.-Ing. Karl Federhofer — hat ein Kreis von Kollegen, Freunden, Schülern und Verehrern die Festschrift „Beiträge zur angewandten Mechanik“ herausgegeben, die in vielfacher Hinsicht seine Anregungen und Ideen weiterführt. Er war ferner Inhaber der Wilhelm-Exner-Medaille des Österreichischen Gewerbevereins und noch im Jahre 1959 verlieh ihm der Österreichische Ingenieur- und Architekten-Verein die Goldene Ehrenmünze.

Wenige Monate nach seiner feierlichen Ehrenpromotion an der Grazer Technischen Hochschule erlitt er einen Herzinfarkt, zu dem sich im Oktober 1956 ein Schlaganfall gesellte; schließlich hat ihn dann eine Lungenentzündung am 14. Juli 1959 von seinem Leiden erlöst.

In seltener Weise waren bei Girkmann schöpferische Begabung in Theorie und Praxis und auch hohe pädagogische Fähigkeiten vereint; seinen Schülern vermochte er nicht nur gediegenes Wissen sondern auch hohe Persönlichkeitswerte in reichstem Maße zu vermitteln. Diese letzteren entsprangen seinen gediegenen charakterlichen Eigenschaften, die er in den verschiedensten Lebenslagen durch die Lauterkeit und Ehrlichkeit seines Fühlens und Denkens vielfach unter Beweis gestellt hat. Alle diese Eigenschaften fanden trotz seiner übergroßen fachlichen Inanspruchnahme einen äußeren Ausdruck in einer überreichen Begabung, die ihn in seiner kargen Freizeit noch zu musischer Beschäftigung hinzog, die Musik und Malerei umschloß, und so auch auf diesem Gebiete die Harmonie seines Wesens bekundete.

Seinen vielen Freunden, Verehrern und Schülern wird er unvergessen bleiben.

Karl Karas





## AUS DER INDUSTRIE

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

### Innen- und Dachplatten aus Durisol

Der Baustoff — eine Schweizer Erfindung  
Als Durisol wird ein zementgebundener Holzspanbeton bezeichnet. Organische Baustoffe — sortierte Hobelspäne der üblichen Nutzarten — werden mit Chemikalien getränkt, mit Zement gemischt und werkmäßig zu Baustoffen und Bauelementen geformt. Weichholzhobelspäne werden sorgfältig gereinigt und sortiert, alle Fremdkörper, Schleif- und Kohlenstaub, Sägemehl, Rinde u. m. werden auf mechanischem Wege entfernt. Dann findet eine technische Vorbereitung der Späne für eine innige Bindung mit dem später hinzugesetzten Zement statt: man benetzt die Späne intensiv einer Sulfatlösung. Dadurch werden das Quellen und Schwinden der späteren Bauelemente durch Wasseraufnahme bzw. -abgabe wie die Angriffslust von Pilzen, Insekten und Nagetieren auf ein technisch uninteressantes Maß reduziert. An der Oberfläche der Holzfasern bildet sich eine Gelschicht. Dann erst wird der Zement zugesetzt, der eine innige Haftung des Bindemittels an den organischen Zuschlagstoffen und die feste Verbindung der Zuschlagteile untereinander bewirkt. Nach den Regeln der Baustoff-Chemie, aber der Sulfatgehalt des Betonanmachwassers eine Menge nicht überschreiten, die 0,3 % Schwefeltrioxyd entspricht, bei Mörtelanmachwasser sogar nur 0,3 %  $\text{SO}_3$ . Deshalb wird der DURISOL-Mischung noch Kalkschlämme hinzugefügt, die eine chemische Neutralisation bewirkt und zudem das Material für die Verarbeitung als griffiger macht. Die nach diesem Rezept hergestellte DURISOL-Masse erhärtet und bindet ab etwa nach den gleichen Gesetzen wie Schwerbeton. Sie hat folgende Eigenschaften:

spezifisches Gewicht	520 bis 580 kg/m <sup>3</sup>
Wärmeleitzahl	0,08 bis 0,12 kcal/m h °C
Beginn der Zusammendrückbarkeit bei einer Druckbeanspruchung von	4 kg/cm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul	2500 kg/cm <sup>2</sup>
lin. Ausdehnungszahl	0,000015 m/m °C (fast wie Schwerbeton)



Das Durisol-Material ohne Bewehrung, Überbeton oder andere Hilfsmittel, mit denen die fertigen Elemente ausgestattet werden, hat je nach Rohwichte Würfeldruckfestigkeiten zwischen 12 kg/cm<sup>2</sup> und 17 kg/cm<sup>2</sup>. Bei Spezialmischungen wird die Festigkeit bis auf 20 kg/cm<sup>2</sup> erhöht. Die Biegefestigkeit liegt zwischen 9 bis 12 kg/cm<sup>2</sup>. Auch sie kann bei Spezialfabrikaten bis auf 20 kg/cm<sup>2</sup> erhöht werden. Im allgemeinen wird Durisol für tragende Bauteile in Verbindung mit Stützen, mit Betonkernen oder mit Beton-Druckbänken und Stahlbewehrung verwendet.

Die Holzfaser behält immer ihr Vermögen, bei Feuchtigkeitsaufnahme abzunehmen zu quellen oder zu schwinden, jedoch verhindert die Vorbehandlung, die das Durisol während der Fertigung durchmacht, das Eindringen der Feuchtigkeit in die Holzfaser. Die verbleibende Quolumenänderung der Holzteile, die besonders quer zur Faserichtung vor sich geht, wird durch die Verfilzung der Fasern so weit aufgehoben, daß sie baupraktisch bei entsprechenden Kon-

struktionen unwirksam bleibt. Die Feuchtigkeit des Materials ändert sich je nach der relativen Luftfeuchtigkeit (35 bis 90 %) zwischen 4,5 und 10 % Volumen. Feuchtigkeit bis zu 10 % hat aber keinen großen Einfluß auf die Wärmeleitfähigkeit des Materials. Nach voller hygroskopischer Sättigung kann Durisol beim Benetzen durch Kondensfeuchtigkeit und Begießen noch weitere 20 % Wasser aufnehmen, ehe das Material anfängt, zu tropfen.

Durisol-Dachplatten werden in einem Zulassungsbescheid des Bayerischen Staatsministeriums des Innern vom 12. 9. 1955 als feuerhemmend nach DIN 4102 bezeichnet. Diese Feststellung kann sinngemäß auf alle Durisol-Bauelemente angewendet werden, die in gleicher Weise hergestellt sind.

Die in der EMPA, Zürich, durchgeführte Prüfung der Frostbeständigkeit (Nr. 9075 vom 20. 4. 1940) ergab, daß die Proben nach 2 × 24 Stunden Wasserlagerung und nach anschließender 10maliger Frosteinwirkung bei Temperaturschwankungen zwischen + 15 und - 20° keinen Rückgang der Biegefestigkeit aufweisen. Durisol kann danach als frostbeständig angesehen werden.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß Durisol alle Eigenschaften besitzt, die für seine Eignung als Baustoff wichtig sind.

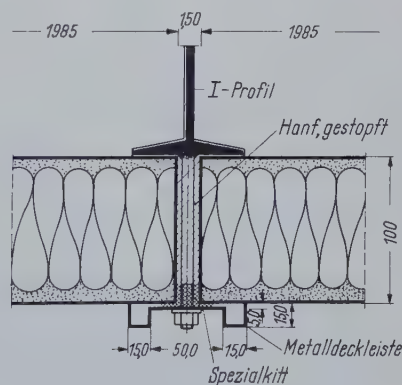
### 2. Außenwandplatten

Die Außenwandplatten aus Durisol werden mit werkmäßig aufgetragenen Innen- und Außenputz 50 cm breit und bis 300 cm lang hergestellt. Die 10 cm dicke Platte mit werkmäßig hergestelltem wasserabweisendem Außenputz und mit Innenputz hat eine Wärmedurchgangszahl von  $k = 1,08 \text{ kcal/m}^2 \text{ h } ^\circ\text{C}$ . Nach DIN 4110 D 10 wird für dünne Wände ein Sicherheitszuschlag von 45 % angesetzt. Die danach ermittelte Wärmedurchlaßzahl der 10 cm dicken Platte von  $1,57 \text{ kcal/m}^2 \text{ h } ^\circ\text{C}$  ist günstiger als die, die in Westdeutschland für Klimazone II mindestens erreicht werden muß.

Technische Daten von Durisol-Außenwandplatten

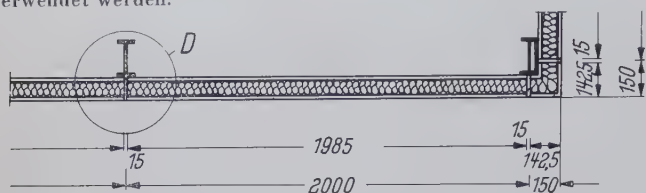
Plattendicke einschl. beids. Putz in cm	8	10	12
Dicke der Putzschichten je ca. in mm	10	12	15
Gewicht der Platten ca. in kg/m <sup>2</sup>	75	95	115
Normalabmessungen (Systemmaße), Länge/Breite in cm	150/50		
Maximallängen in cm	150	200	250
Wärmedurchlaßwiderstand $\frac{1}{A}$ in m <sup>2</sup> h °C/kcal	0,57	0,72	0,84
Wärmedurchgangszahl $k$ in kcal/m <sup>2</sup> h °C	1,32	1,08	0,97

Die Platten im liegenden Format werden 50 cm hoch und bis 250 cm breit hergestellt. Sie sind als wandbildendes Element zur Ausfachung oder zur Verkleidung von Stahlskelett zu verwenden. Die Platten werden so angebracht, daß die Stahlelemente durch die Platten wärmedämmend verkleidet sind.



Die Platten werden trocken versetzt. Die waagerechten Platten werden immer vor, zwischen oder hinter den Stützen verlegt und mittels Deckleisten so befestigt, daß sie in die Konstruktion eingeklemmt sind. Die senkrechten und waagerechten Fugen zwischen den Platten oder zwischen Platten und Stützen werden gegen Wind- und Feuchtigkeitsdurchgang gesichert. Die Platten können ihr Eigengewicht bis zu einer Wandhöhe von 7,50 m selbst tragen; darüber hinaus sind lastabfangende Riegel erforderlich. Zur Befestigung der

Platten an den Stahlriegeln dienen Halbrundprofile aus Kunststoff 20/10/70 mm, die mittig gebohrt sind, und verzinkte Nägel 46/120. In allen Riegeln sind Bohrungen erforderlich:  $\phi$  5 mm,  $e = 200$  mm. In die horizontalen Fugen wird vor dem Einsetzen der Platten eine Kittwurst eingelegt. Die senkrechten Fugen werden mit Hanfstrick verstemmt und außen mit dauerplastischem Kitt abgedichtet. Die Platten können ohne Beschädigung wieder abgebaut und anderweitig verwendet werden.



Die Platten im stehenden Format werden ebenfalls mit werkmäßig aufgebrachtem Innen- und Außenputz hergestellt. Die aufrecht stehend montierte Platte bedarf immer eines Stahlriegels, der in der Plattenfuge liegt. Die Verbindung der Platten untereinander und mit der Tragkonstruktion wird mittels einer besonderen Befestigungskonstruktion durch den Stahlriegel hindurch hergestellt.

Die senkrechten Fugen werden gegen Wind- und Feuchtigkeitsdurchgang gesichert. Die Platten verkleiden — wie oben die waagerechten Platten — das Stahlskelett. Sie decken dabei die Stahlteile nach außen und schützen sie gegen Temperatureinfluß.

Auch die senkrechten Wandplatten werden trocken versetzt und können ohne Beschädigung abgebaut und wieder verwendet werden. Derartige Montagewände sind im allgemeinen nicht billiger als massives Mauerwerk. Sie sind trotzdem wirtschaftlich durch die rasche und trockene Bauweise, durch die fabrikmäßig hergestellten Putzflächen und die Demontierbarkeit, d. h. Beweglichkeit bei Erweiterungen, Verlegungen usw. Bei höheren Stahlbauten kommt hinzu der Gesichtspunkt des geringen Wandgewichts und die damit ermöglichten Einsparungen an Stahl.

### 3. Dachplatten

Das Material Durisol, das wegen seiner Zusammendrückbarkeit den Wänden aus Schalungssteinen keine tragende Funktion erfüllen kann, wird in den Durisol-Dachplatten bedingt statisch beansprucht. Das ist nur möglich mittels Anwendung des Verbundprinzips: Die in einer freitragenden Durisol-Dachplatte auftretende Druckspannung übernimmt eine transport-armierte Druckbetonschicht von 10 bis 15 mm Dicke an der Plattenoberseite. Die Zugspannungen an der Unterseite nimmt eine Armierung auf. Die liegt in einer Umhüllung aus Schwerbeton, wodurch die Angriffsfläche der Haftspannung zwischen Armierung und Durisol in ihrer Größe versechsfacht wird. Durch diese Maßnahme wird jedoch nicht nur die im Durisol auftretende Haftspannung in zulässigen Grenzen gehalten, sondern gleichzeitig ein hervorragender Korrosionsschutz für die Stahleinlagen erreicht. Die Durisol-Dachplatten der Tafel

Technische Daten von Durisol-Dachplatten

Bezeichnung der Normalplatte	Abmessungen der Normalplatten in cm (Lagerware)	Für Pfetten- oder Binderachsabstände von (cm)	Maximale Länge v. Sonderplatten (Dachüberstand etc.) in cm	Gewicht der Platten (kg/m <sup>2</sup> )	Wärmedämmzahl $\frac{1}{\lambda}$ (m <sup>2</sup> h/°C/kcal)	Wärmedurchgangszahl $k$ (kcal/m <sup>2</sup> h/°C)
150/50/ 6	149/49,8/ 6	150	180	60—65	0,47	1,51
250/50/ 8	249/49,8/ 8	250	300	75—80	0,66	1,17
300/50/10	299/49,8/10	300	350	90—95	0,85	0,96
350/50/12	349/49,8/12	350	400	110—116	1,00	0,84

sind dimensioniert für eine normale Flachdachbelastung, wie sie DIN 1055, Blatt 3, Abs. 6.2, vorgeschrieben ist. Sie dürfen nur als „Träger auf 2 Stützen“, d. h. nicht als durchlaufende Platte über mehr als 2 Auflagerpunkte hinweg angeordnet werden. Die Unterseite der Dachplatten wird wegen des dadurch erzielten guten Schalabsorptionsvermögens meist in der rohen Durisol-Struktur belassen, kann aber auch mit glatten Putz geliefert werden.



Querschnitt der 10 cm dicken DURISOL-Dachplatte

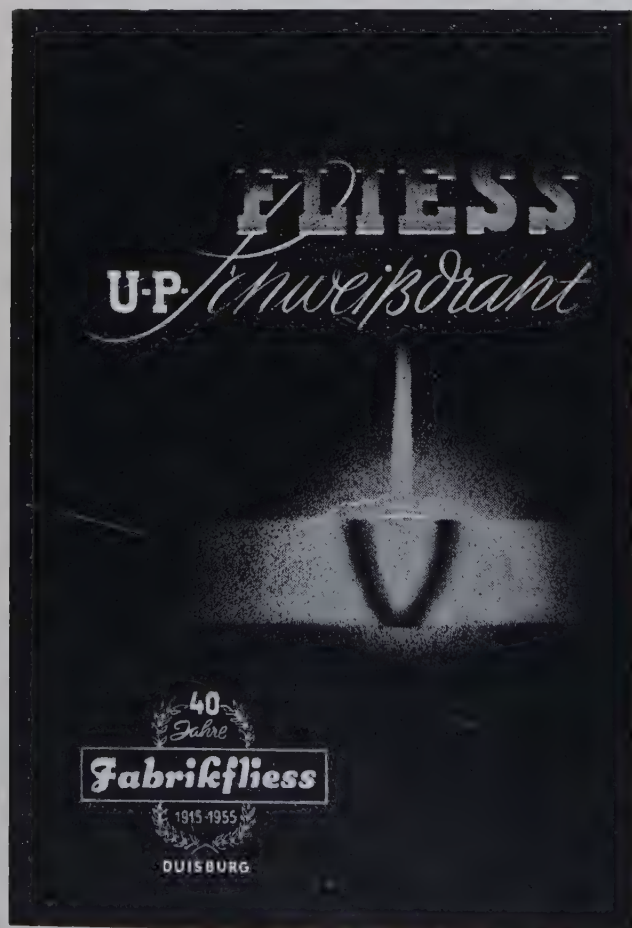
- Transport-Armierung Stahl St. I, korrosionssicher in Beton gebettet.
- Armierungsleiste, Torstahl, korrosionssicher mit Beton B 225 umhüllt.
- DURISOL als Wärmedämmung und schallabsorbierende Untersicht ( $\gamma = \text{ca. } 550 \text{ kg pro cbm; } \lambda = 0,10 \text{ kcal/m h } ^\circ\text{C}$ ).
- Betondruckschicht und Plattenestrich B 225.
- Fugenerweiterung, bewirkt nach dem Vergießen mit Zementmörtel eine Lastverteilung.

Bis Spannweiten von 3,00 m genügt in der Regel eine Betondruckschicht von 10 mm, bei 3,50 sind 15 mm erforderlich. Zur Auflagerung einer Platte auf den oberen Trägerflansch ist mindestens die halbe Flanscbreite eines I 140 vorzusehen. Auf den glatt verfügten Platten kann ohne zusätzlichen Glattnstrich oder Estrich die Dachhaut aufgebracht werden. Die Bestimmungen des Zulassungsbescheides für Durisol-Dachplatten sind zu beachten. Asbestzement-Wellplatten können mit Hilfe von Upat-Stopdübeln direkt auf den Dachplatten befestigt werden. Ist die Scheibenwirkung der verlegten Dachfläche erforderlich, können die Dachplatten mit Spezial-Ausklankungen geliefert werden. Nach Erhärten des Vergußbetons entsteht eine Verdübelung der Platten untereinander, so daß das Dach wie eine Scheibe wirkt und bei entsprechender Verankerung mit der Tragkonstruktion als horizontaler Verband fungieren kann.

Nähere Einzelheiten durch Durisol-Werk Paderborn der Karl Richtberg KG, Oberer Frankfurter Weg 27.

### Italien baut Stahlwerk

Die italienische Regierung will das lange umstrittene Projekt zum Bau eines Stahlwerks im äußersten Süden des Landes realisieren. Das Stahlwerk soll nach Angaben zuständiger Stellen in der Nähe des Hafens von Tarent errichtet werden und soll 304 Mill. \$ kosten. Für die Bauplanung sind 18 Monate und für den Bau selbst 48 Monate vorgesehen. Während der Bauarbeiten werden 4000 bis 6000 Arbeiter, nach der Inbetriebnahme werden 3000 Arbeiter in dem Werk beschäftigt sein.





# Durisol

DACHPLATTEN  
AUSSENWANDPLATTEN

HEIZKRAFTWERK  
WÜRZBURG; ARCH. GROSS  
DURISOL - AUSSENWANDPLATTEN  
AUF STAHLKONSTRUKTION.

DURISOL-WERK PADERBORN DER KARL RICHTBERG KG.  
PADERBORN, OBERER FRANKFURTER WEG 27, TELEFON 21 35/48 95





## STELLENANGEBOTE

**STAHLBAU HUMBOLDT***sucht*

zum baldigen Eintritt

für die Abteilungen Brücken- und Hochbau

**Konstrukteure und technische Zeichner**

Geboten werden entwicklungsfähige Dauerstellungen bei Bewährung, die zeitgemäß dotiert sind.

Bitte wenden Sie sich mit Ihrer Bewerbung unter Beifügung eines handgeschriebenen Lebenslaufs, von Zeugnisfotokopien bzw. -abschriften und eines Lichtbildes sowie unter Angaben des frühesten Eintrittstermins an

**KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ  
AKTIENGESELLSCHAFT**

PERSONALVERWALTUNG · ANGESTELLTENABTEILUNG · KÖLN-DEUTZ

**STAHLBAU  
SCHÄFER**

sucht sofort oder später

**DEN LEITER DES  
TB STAHLBAU**

mit ausgereiftem konstr. und stat. Können, Organisationsvermögen, tatkräftig und bewährt in Anleitung und Führung von Mitarbeitern.

**1 STATIKER — TH**

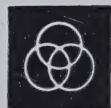
mit mehrjähriger Erfahrung im Stahlhochbau, für verantwortungsvolle, weitgehend selbständige Tätigkeit als Kom.-Fhr.

**JÜNG. STATIKER**

als Nachwuchskräfte, auch zur Einarbeitung.

Wir bieten gute Dotierung, interessante Aufgaben und gute Zusammenarbeit im Team junger Mitarbeiter und Vorgesetzten. Bei der Wohnungsbeschaffung sind wir behilflich.

Bewerbungen bitte nach Ludwigshafen/Rh., Industriestr. 13, Ruf 64326, FS 0464748.

**KRUPP**

sucht

ideenreiche, auch maschinenbaulich interessierte

**Statiker****Stahlbaukonstrukteure**

zur Mitarbeit an äußerst interessanten Aufgaben auf dem Gebiet des Baues von Großtagebaugeräten.

Jüngeren Herren wird Gelegenheit zur Einarbeitung geboten.

Ausführliche Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften, Angabe der Gehaltsansprüche und des frühesten Eintrittstermins erbeten an:

Fried. Krupp Maschinen- und Stahlbau Rheinhausen, Personalabteilung, Rheinhausen

Wir suchen

**STATIKER**

für unseren Behälterbau. Gute Fachkenntnisse und längere Erfahrungen erwünscht.

Wir erbitten Ihre Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften, Gehaltsforderung, Eintrittstermin und Wohnungsbedarf an unsere Personalabteilung.

**PINTSCH BAMAG AKTIENGESELLSCHAFT**  
Werk Köln*Unser Verlags-  
programm im  
Dienst der Technik***Stahlbau****Beton- und  
Stahlbetonbau****Bautechnik — Statik****Straßenbau****Brückenbau****Wasserbau****Holzbau****Starkstromtechnik****Elektrotechnik**Fordern Sie bitte unseren  
Sonderprospekt „Fachbücher  
und Fachzeitschriften“  
für Studium und PraxisVerlag von  
**Wilhelm Ernst & Sohn**



# Statische Tabellen

Berechnungsvorschriften

mit Lastannahmen, Formel- und Tabellenwerten  
für Bauten aus Holz, Stein, Stahl und Stahlbeton

1.—13. Auflage bearbeitet von

**FRANZ BOERNER**

14., bedeutend erweiterte Auflage

völlig neu bearbeitet von

**Dipl.-Ing. GERHARD JUNG**

XII, 674 Seiten mit 810 Bildern und 175 Zahlentafeln

Format DIN B 5

Broschiert DM 48,—

Ganzleinen DM 52,—

Mathematische Tabellen und Formeln — Festigkeitslehre und  
Statik — Lastannahmen für Bauten DIN 1055 — Mauerwerks-  
bau DIN 1053 — Stahlbetonbau — Stahlbau — Holzbau —  
Grundbau — Brückenbau — Fliegende Bauten

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN



**Metallogen** Gelsenkirchen  
VERWALTUNG UND WERK  
**WATTENSCHIED**  
RUF: 84 03 • POSTFACH: 145

Wir suchen tüchtigen Fachvertreter für  
Groß-Frankfurt/Main bzw. Rhein-Main-Gebiet



**FISTA-ELASTIC-liefert:**  
**Blitz Tore**  
ÖFFNEN u. SCHLIESSEN SICH VOLLAUTOMATISCH  
MIT 2 SEC. LAUFZEITEN  
**FISTA-ELASTIC DÜSSELDORF 10 RUF 335833**

## HUGO ACHCENICH

Inh. Eugen Liefke

**Stahlbau • Behälterbau • Stahlhochbau**

**BERLIN-BORSIGWALDE**

Breitenbachstraße 14/15

Telefon: Sammel-Nr. 49 55 27

Prof. Dr. techn. h. c. Dr.-Ing. Konrad Sattler

### Theorie der Verbundkonstruktionen

Spannbeton

Stahlträger in Verbund mit Beton

Zweite, neubearbeitete und wesentlich erweiterte Auflage

**Band 1: Theorie**

**Band 2: Zahlenbeispiele**

Großoktav, Band 1 und 2 zusammen XXIV, 521 Seiten, mit  
228 Bildern, 107 Tafeln und tabulierten Funktionen.

Geheftet DM 90,—

Ganzleinen DM 98,—

Abgabe erfolgt nur geschlossen.

**VERLAG VON  
WILHELM ERNST & SOHN • BERLIN**

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

Pressestimmen:

Bei der Neuauflage dieses Buches von Prof. Dr.-Ing. Sattler handelt es sich praktisch um eine Neuerscheinung. Vor allem sind nunmehr auch alle Fragen des Spannbetons im Zusammenhang mit der Verbundbauweise behandelt.

Neben der theoretischen Darstellung der Zusammenhänge ist bereits die Behandlung des Stoffes auf die Praxis abgestimmt, und die Ableitungen sind bis zu gebrauchsfertigen Formeln getrieben.

Die Klarheit der Darstellungsweise und die genaue Wiedergabe der Ableitungen bis zur Endformel bieten aber nicht nur dem Praktiker ein scharf geschliffenes Werkzeug sondern stellen auch ein abgerundetes Bild von der Theorie dieses Zweiges der Technik dar.

Technischer Informationsdienst  
Deutscher Stahlbau-Verband (DSTV)  
Mai 1959





Kauppenbrücke — Spessart im Zuge der Bundesautobahn Frankfurt—Nürnberg

Gesamtlänge .....	391 m
Gesamtbreite .....	30 m
Krümmung .....	Kreisbogen $R = 2400$ m
	übergehend in Kloholde $A = 600$ m
Steigung .....	von 2,8‰ auf 4‰
	Neigungswechsel ausgerundet mit $R = 30000$ m

# NEUSSER EISENBAU

Bleichert K.G. - Neuss/Rh.

## BRÜCKENBAU

## STAHLHOCHBAU